



Liliana de Fátima Ninhos Ribeiro

**Ancoragens em estruturas portuárias.
Análise de um caso de obra.**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Geológica

Orientador: Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo

Co-orientador: Mestre Engenheiro Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira

Júri:

Presidente: Professora Doutora Ana Paula Fernandes da Silva

Arguente: Doutora Engenheira Mariana dos Anjos Rodrigues de Carvalho

Vogais: Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo
Mestre Engenheiro Alexandre Manuel Gameira dos
Santos Ferreira



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro 2012

Ancoragens em estruturas portuárias. Análise de um caso de obra

Copyright(c) Liliana de Fátima Ninhos Ribeiro, 2012

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Aos meus Pais e ao Nuno Martins

Agradecimentos

Este trabalho é o término de uma etapa importante da minha vida. Durante a realização deste, o apoio de algumas pessoas e entidades foi fundamental para a sua realização. Gostaria de aqui expressar a minha sincera gratidão.

Aos orientadores Engenheiro Santos Ferreira e Professora Doutora Paula Varatojo pelo apoio, disponibilidade e acompanhamento durante a realização deste trabalho. Dando especial apreço às críticas feitas, conselhos, a forma cuidadosa como todo o trabalho foi revisto e pela paciência demonstrada.

Ao IPTM, pela oportunidade de realizar o estágio, sem o qual, este trabalho não teria hipótese de ter sido realizado. Fora do âmbito do presente trabalho contribuiu para o desenvolvimento profissional da autora.

A todos os Professores e funcionários do Departamento de Ciências da Terra (DCT) que me acompanharam ao longo de todos os anos de estudos, dos quais a autora sempre recebeu amizade e simpatia.

Aos meus Pais e Madrinha Fátima pela oportunidade que me deram, o carinho demonstrado não só durante estes anos, mas durante todos os percursos percorridos. O apoio deles foi fundamental para hoje ser quem sou. A eles o meu muito obrigado.

Ao Nuno Martins, o meu companheiro, pelo amor incondicional, pelo carinho e apoio durante este percurso. A sua força foi indispensável para manter a minha, durante os períodos mais adversos. A ele, o meu muito obrigado.

Aos meus amigos, que são a minha família de coração. Ao apoio demonstrado, amizade incondicional, momentos divertidos que passamos ao longo deste percurso, em especial à Cláudia Rocha, Cláudia Santos, Daniela Mariano, Filipe Santos, João Santos, Marco Teixeira e Marta Pereira e Paulo Garcia. A todos eles o meu muito obrigado.

Sumário

Nos últimos anos a utilização de ancoragens, em solo e em rocha, tem vindo a aumentar. A sua eficácia faz com que estas sejam amplamente aplicadas.

No que respeita a obras portuárias, devido a condicionantes relacionados com o meio envolvente e a problemas de corrosão, a utilização de ancoragens definitivas é limitada, sendo reservada a casos excepcionais em que a sua aplicação viabiliza soluções de outro modo inviáveis.

Na presente dissertação pretende rever-se o papel das ancoragens, com ênfase especial no âmbito de estruturas portuárias. Analisam-se as várias metodologias para o seu dimensionamento teórico, descrevem-se alguns dos métodos mais conhecidos e apresentam-se os componentes utilizados bem como os processos construtivos. São, ainda, abordados temas como os ensaios e a execução de ancoragens.

Foi incluído neste trabalho o estudo de um caso real, onde se aplicam as metodologias estudadas e anteriormente referidas, relativo à recuperação de uma estrutura portuária no rio Douro, após a ruína parcial da estrutura pouco tempo depois de construída nas condições do projecto de execução.

Finalmente, são apresentadas algumas comparações e conclusões entre o pré-dimensionamento realizado em projecto e os resultados obtidos no presente trabalho.

Palavras-chave: ancoragens; cais fluvial; reabilitação de cais.

Abstract

In recent years, the use of ground anchors, in soil and rock, have been increasing. It's efficiency makes them widely applied.

Regarding harbor constructions, the use of permanent ground anchors is restricted, due to the constraints related to the surroundings and corrosion, being usually reserved to special cases where other solutions are unavailable.

This master thesis intends to review the ground anchors use, with special emphasis on what harbor constructions are concerned. Several methodologies concerning their theoretical design are presented, including the most well-known methods, as well the main components of ground anchor systems and their installation procedures. It is also included in this master thesis a case study related to the repair of an harbor on “Douro river”, which suffered partial collapse a short time after conclusion.

Finally, some comparisons and conclusions are made between the pre-design, which supported construction, and the results reached in this thesis.

Key words: ground anchors; fluvial harbor; rehabilitation of fluvial harbor.

Índice de texto

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 HISTÓRIA E DESENVOLVIMENTO DAS ANCORAGENS	2
1.3 OBJECTIVOS E METODOLOGIA DA DISSERTAÇÃO	5
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	6
2 ANCORAGENS. DEFINIÇÕES	9
2.1 GENERALIDADES	9
2.2 UTILIZAÇÃO E DESEMPENHO	9
2.3 CLASSIFICAÇÃO DE ANCORAGENS	10
2.3.1 <i>Generalidades</i>	10
2.3.2 <i>Tempo de vida útil</i>	10
2.3.3 <i>Ancoragem activa e passiva</i>	12
2.3.4 <i>Formas de transferência de carga</i>	12
2.3.5 <i>Face à forma de transferência da carga para o terreno</i>	13
2.3.6 <i>Ancoragem em solo</i>	15
2.3.7 <i>Ancoragem em rocha</i>	15
2.4 COMPONENTES E INSTALAÇÃO	15
2.4.1 <i>Componentes</i>	15
2.4.2 <i>Instalação</i>	18
2.5 ESTADOS LIMITES	18
2.6 VANTAGENS E LIMITAÇÕES DA APLICAÇÃO DE ANCORAGENS	19
3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO TEÓRICO E FUNCIONAMENTO DE ANCORAGENS.	21
3.1 GENERALIDADES	21
3.2 RECONHECIMENTO DE CAMPO	21
3.2.1 <i>Reconhecimento preliminar</i>	23
3.2.2 <i>Reconhecimento do subsolo</i>	24
3.2.3 <i>Ensaaios de campo</i>	25
3.3 ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS CONSTRUTIVOS	26
3.3.1 <i>Aço</i>	26
3.3.2 <i>Caldas cimentícias</i>	29
3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ANCORAGEM	29
3.4.1 <i>Generalidades</i>	29
3.4.2 <i>Dimensionamento do comprimento livre</i>	30
3.4.3 <i>Dimensionamento da armadura</i>	32
3.4.4 <i>Dimensionamento do bolbo de selagem</i>	33
3.5 DEFINIÇÃO DA INCLINAÇÃO E ESPAÇAMENTO ENTRE ANCORAGENS	40
3.6 CARGA DE BLOCAGEM E PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO	43
3.7 MECANISMOS DE ROTURA	43
3.7.1 <i>Generalidades</i>	43
3.7.2 <i>Estados limites</i>	44

3.7.3	<i>Rotura pela armadura da ancoragem</i>	46
3.7.4	<i>Rotura global pelo terreno</i>	46
3.7.5	<i>Rotura pela interface calda-terreno</i>	47
3.7.6	<i>Rotura pela interface calda-armadura</i>	47
4	EXECUÇÃO DE ANCORAGENS	49
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	49
4.2	FASEAMENTO CONSTRUTIVO E INSTALAÇÃO	49
4.2.1	<i>Furação</i>	49
4.2.2	<i>Colocação da ancoragem</i>	54
4.2.3	<i>Injecção/Selagem</i>	55
4.2.4	<i>Ensaio de carga e tensionamento</i>	58
4.3	PROTECÇÃO ANTI-CORROSÃO	59
4.3.1	<i>Tipos de corrosão</i>	60
4.3.2	<i>Definições de mecanismos de corrosão</i>	60
4.3.3	<i>Classes de protecção anti-corrosão</i>	62
4.3.4	<i>Sistemas de protecção anticorrosivos</i>	63
4.3.5	<i>Protecção anti-corrosão por componente de ancoragem</i>	66
5	ENSAIOS E OBSERVAÇÃO DE ANCORAGENS	73
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	73
5.2	ENSAIOS SOBRE AS CALDAS	73
5.3	ENSAIOS DE CARGA	79
5.3.1	<i>Ensaio de carga com o Método 1</i>	83
5.3.2	<i>Ensaio de carga com o Método 2</i>	84
5.3.3	<i>Ensaio de carga com o Método 3</i>	87
6	ESTUDO DE CASO. CAIS TURÍSTICO DE PINHÃO	91
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	91
6.2	FASE UM	91
6.2.1	<i>Descrição</i>	91
6.2.2	<i>Geologia e geotecnia</i>	92
6.2.3	<i>Topografia e hidrografia</i>	93
6.2.4	<i>Níveis do plano de água</i>	94
6.2.5	<i>Correntes</i>	94
6.2.6	<i>Escolha das soluções estruturais consideradas em projecto</i>	94
6.2.7	<i>Estudo das soluções estruturais</i>	96
6.2.8	<i>Descrição da solução de projecto</i>	99
6.2.9	<i>Metodologia de cálculo utilizada no projecto</i>	100
6.2.10	<i>Verificação da segurança das estruturas</i>	102
6.2.11	<i>Verificação da estabilidade do cais</i>	103
6.2.12	<i>Modelo de cálculo</i>	104
6.2.13	<i>Dimensionamento dos tirantes metálicos em varão</i>	106
6.3	FASE DOIS. ESTUDO DE CASO: REABILITAÇÃO DA ESTRUTURA	110
6.3.1	<i>Características mecânicas dos novos tirantes de aço</i>	111
6.3.2	<i>Avaliação de impulsos sobre a estrutura</i>	112
6.3.3	<i>Dimensionamento teórico dos tirantes</i>	115

6.3.4	<i>Determinação força de serviço</i>	116
6.3.5	<i>Dimensionamento teórico do bolbo de selagem</i>	116
6.3.6	<i>Comportamento do solo com a implementação da estrutura</i>	117
6.3.7	<i>Ensaio de carga nas ancoragens</i>	135
6.3.8	<i>Verificação do pré-dimensionamento do comprimento livre aparente (L_{app})</i>	139
6.4	INSTRUMENTAÇÃO DAS ANCORAGENS.....	140
6.5	DISCUSSÃO DE RESULTADOS	141
6.5.1	<i>Pré-dimensionamento das ancoragens (comprimento do bolbo de selagem)</i>	141
6.5.2	<i>Pré-dimensionamento das ancoragens (comprimento livre)</i>	141
6.5.3	<i>Análise à avaliação dos impulsos</i>	142
6.5.4	<i>Dimensionamento do aço para as armaduras das ancoragens</i>	142
6.5.5	<i>Análise à estabilidade global pelo método dos equilíbrios limites</i>	143
6.5.6	<i>Análise em tensão-deformação</i>	144
6.5.7	<i>Discussão final</i>	144
7	CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	147
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	149
	ANEXOS	153
	ANEXO A MODELO NUMÉRICO	155
	ANEXO B ENSAIOS DE CARGA SOBRE AS ANCORAGENS	161
B.1	<i>Ensaio de recepção simplificados</i>	161
B.2	<i>Ensaio de recepção detalhados</i>	178

Índice de tabelas

TABELA 2.1 – ALGUMAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE SOLOS E ROCHAS	15
TABELA 2.2 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA AS CAPACIDADES RESISTENTES (Γ_R) PARA ANCORAGENS	19
TABELA 3.1 – VALORES PARA O COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO α , EM FUNÇÃO DO TIPO DE INJEÇÃO E DA NATUREZA DO SOLO ...	36
TABELA 3.2 - DIFERENTES TIPOS DE ESTRUTURAS DE SUPORTE E AS SUAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	42
TABELA 4.1 - PROCESSOS DE FURAÇÃO MAIS UTILIZADOS PARA A EXECUÇÃO DE ANCORAGENS	50
TABELA 4.2 – SISTEMAS DE PROTEÇÃO ANTI-CORROSÃO PARA ANCORAGENS TEMPORÁRIAS	64
TABELA 4.3 - SISTEMAS DE PROTEÇÃO ANTI-CORROSÃO PARA ANCORAGENS DEFINITIVAS.....	65
TABELA 4.4 – CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO DE PRODUTOS ANTI-CORROSIVOS	69
TABELA 5.1 – CICLOS DE CARGA DE TEMPO MÍNIMO DE OBSERVAÇÃO PARA EP E EA PARA O MÉTODO 1 E 2.	83
TABELA 5.2 – PERDA DE CARGA ADMISSÍVEL	85
TABELA 5.3 - INCREMENTOS DE CARGA E TEMPO DE MONITORIZAÇÃO.	88
TABELA 5.4 - INCREMENTOS DE CARGA E TEMPOS DE OBSERVAÇÃO DOS EA.....	88
TABELA 6.1 – PESOS VOLUMICOS UTILIZADOS PARA O CÁLCULO DO PROJECTO	101
TABELA 6.2 – ÂNGULOS DE RESISTÊNCIA AO CORTE E COESÕES UTILIZADAS PARA O CÁLCULO DO PROJECTO	102
TABELA 6.3 – RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS, PARA AS ACÇÕES ESTÁTICAS, COM O PROGRAMA DE CÁLCULO LARIX.....	105
TABELA 6.4 – RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS, PARA AS ACÇÕES SÍSMICAS, COM O PROGRAMA DE CÁLCULO LARIX	105
TABELA 6.5 – RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DO SOFTWARE LARIX, PARA A DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO GLOBAL.	110
TABELA 6.6 – COMPRIMENTO DE SELAGEM (Ls), PARA UM PATAMAR DE CARGA IGUAL A 600 kN.....	117
TABELA 6.7 – DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE SELAGEM (Ls), PARA UM PATAMAR DE CARGA IGUAL A 825 kN.....	117
TABELA 6.8 – PARÂMETROS RELATIVOS AOS TIRANTES DE AÇO	121
TABELA 6.9 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS TERRENOS, UTILIZADAS NO MODELO DE CÁLCULO.	128
TABELA 6.10 – RESULTADOS DA ANÁLISE DE MONTE CARLO, PARA A ESTABILIDADE DA OBRA A UMA ROTURA CIRCULAR.	131
TABELA 6.11 – VALORES DO COEFICIENTE DE SISMICIDADE	132
TABELA 6.12 – VALORES PARA O COEFICIENTE SÍSMICO B_0	133
TABELA 6.13 - RESULTADOS DA ANÁLISE DE MONTE CARLO, PARA A ESTABILIDADE DA OBRA A UMA ROTURA CIRCULAR.	135
TABELA 6.14 – PRÉ DIMENSIONAMENTO DO COMPRIMENTO LIVRE APARENTE (LAPP), PARA UM PATAMAR DE CARGA IGUAL A 825 kN.....	139
TABELA 6.15 - PRÉ DIMENSIONAMENTO DO COMPRIMENTO LIVRE APARENTE (LAPP), PARA UM PATAMAR DE CARGA IGUAL A 600 kN.....	140
TABELA 6.16 – RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA O COMPRIMENTO DE SELAGEM, INCLUINDO A RECOMENDAÇÃO BIBLIOGRÁFICA.	141
TABELA 6.17 – RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA O COMPRIMENTO LIVRE DOS TIRANTES, INCLUINDO A RECOMENDAÇÃO BIBLIOGRÁFICA.	142
TABELA 6.18 – RESULTADOS DOS IMPULSOS OBTIDOS EM PROJECTO E NO ESTUDO.	142
TABELA 6.19 – COMPARAÇÃO DOS VALORES DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA E DE COMPRIMENTO LIVRE APARENTE, OBTIDOS.	144

Índice de figuras

FIGURA 1.1 – ESBOÇO DA ESTRUTURA DE ZIGURAFE DE AQAR QUF.....	1
FIGURA 1.2– BARRAGEM DE CHEURFAS, ARGÉLIA	2
FIGURA 1.3 - ENCOSTA DAS PORTAS DO SOL, EM SANTARÉM: A) PERFIL TRANSVERSAL (XI), CORRESPONDENTE À LOCALIZAÇÃO ANCORAGEM 56 (OLIVEIRA NUNES 1961); B) EVOLUÇÃO DA TRACÇÃO EM 4 ANCORAGENS INSTRUMENTADAS.....	5
FIGURA 2.1 – EXEMPLO DE UM TIPO DE ANCORAGEM DEFINITIVA	11
FIGURA 2.2 – EXEMPLO DE UM TIPO DE ANCORAGEM PROVISÓRIA.....	11
FIGURA 2.3 – EXEMPLO DE ANCORAGEM ACTIVA, EM PORMENOR	12
FIGURA 2.4 – EXEMPLO DE ANCORAGEM PASSIVA, EM PORMENOR	12
FIGURA 2.5 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA ANCORAGEM À COMPRESSÃO.	13
FIGURA 2.6 – CLASSIFICAÇÃO DE ANCORAGEM (TIPO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA)	13
FIGURA 2.7 – EXEMPLO DE BROCA DE FORMATO SINO.....	14
FIGURA 2.8 – ESQUEMA DOS COMPONENTES CONSTITUINTES DA ANCORAGEM	16
FIGURA 2.9 - CABEÇA DE ANCORAGEM <i>IN LOCO</i>	17
FIGURA 2.10 – EXEMPLO DE ARMADURA CONSTITUÍDA POR FEIXE DE CORDÕES.....	17
FIGURA 3.1 - EXEMPLO DE LOCALIZAÇÃO DE SONDAGENS A REALIZAR EM OBRA COM ANCORAGENS DEFINITIVAS	25
FIGURA 3.2 – LOCALIZAÇÃO DE ANCORAGENS RELATIVAMENTE ÀS SUPERFÍCIES DE ROTURA	31
FIGURA 3.3 – PROFUNDIDADE E ESPAÇAMENTO PARA ANCORAGENS	32
FIGURA 3.4 –LÍMITES PARA A CAPACIDADE RESISTENTE AO ARRANCAMENTO EM ANCORAGENS SELADAS EM AREIAS E CASCALHO.....	35
FIGURA 3.5 – LIMITE DA RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA PARA ANCORAGENS SELADAS EM SOLOS ARGILOSOS.....	37
FIGURA 3.6 – ÁBACO PARA A DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL (Q_s), EM AREIA E SEIXO, EM FUNÇÃO DE N_{SPT} E DA PRESSÃO DE INJECCÃO P_i	38
FIGURA 3.7 – ÁBACO PARA A DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL (Q_s), EM ARGILA E SOLTE, EM FUNÇÃO DE N_{SPT} E DA PRESSÃO DE INJECCÃO P_i	38
FIGURA 3.8 - ÁBACO PARA A DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL (Q_s), EM ROCHA ALTERADA, EM FUNÇÃO DE N_{SPT} E DA PRESSÃO DE INJECCÃO P_i	38
FIGURA 3.9 - ÁBACO PARA A DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL (Q_s), EM CRÉ, MARGA E MARGA CALCÁRIA, EM FUNÇÃO DE N_{SPT} E DA PRESSÃO DE INJECCÃO P_i	39
FIGURA 3.10 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA ANCORAGEM EM MEIO ESTRATIFICADO	39
FIGURA 3.11 – VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO E COMPRIMENTO ENTRE ANCORAGENS SUCESSIVAS.....	41
FIGURA 3.12 - ESQUEMAS TIPO DE ROTURA EM ANCORAGENS	45
FIGURA 3.13 - LOCALIZAÇÃO DOS BOLBOS DE SELAGEM FACE À DISTÂNCIA DA SUPERFÍCIE POTENCIAL DE ROTURA	46
FIGURA 4.1 – MÁQUINA DE FURAÇÃO UTILIZADA EM OBRA	50
FIGURA 4.2 - EXEMPLO DE MARTELO DE FUNDO DE FURO COM <i>BITS</i>	52
FIGURA 4.3 - PROCESSO DE FURAÇÃO ROTAODEX	52
FIGURA 4.4 – FURAÇÃO COM LIMPEZA DO FURO NO LOCAL DE OBRA	54
FIGURA 4.5 - PROCEDIMENTO DE COLOCAÇÃO DA ARMADURA NO FURO	55
FIGURA 4.6 – PREPARAÇÃO, <i>IN SITU</i> , DA CALDA PARA INJECCÃO	55
FIGURA 4.7 – MANÓMETRO PARA CONTROLO DA PRESSÃO DE INJECCÃO DA CALDA.....	56
FIGURA 4.8 – INJECCÃO DE CALDA NO LOCAL DE ESTUDO	56
FIGURA 4.9 – OBTURADOR DUPLO	58
FIGURA 4.10 – TENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS, EM PORMENOR	58
FIGURA 4.11 – MACACO HIDRÁULICO PARA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO	59
FIGURA 4.12 – ÁRVORE DE DECISÃO PARA A ESCOLHA DA PROTECCÃO CONTRA A CORROSÃO	62
FIGURA 4.13 - EXEMPLOS DE PROTECCÕES CONTRA A CORROSÃO. ADAPTADO DE DYWDAG	63
FIGURA 5.1 - ESQUEMA DO CONE UTILIZADO NO ENSAIO	74

FIGURA 5.2 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO ENSAIO DE FLUIDEZ	75
FIGURA 5.3 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO ENSAIO DE EXSUDAÇÃO	76
FIGURA 5.4 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO ENSAIO DE VARIAÇÃO DE VOLUME	77
FIGURA 5.5 - PRISMA PARA O ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	77
FIGURA 5.6 - VALORES PARA OS ENSAIOS, ONDE A) É A ZONA DE TRABALHO DESEJÁVEL	78
FIGURA 5.7 – SISTEMA AUTOMÁTICO PARA ENSAIOS DE CARGA EM ANCORAGENS	79
FIGURA 5.8 – GRÁFICO DA FORÇA APLICADA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO, COM BASE EM ENSAIOS DE ANCORAGENS SEGUNDO OS PROCEDIMENTOS DO MÉTODO 1.....	84
FIGURA 5.9 - GRÁFICO DA FORÇA APLICADA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO, COM BASE EM ENSAIOS DE ANCORAGENS SEGUNDO OS PROCEDIMENTOS DO MÉTODO 2.....	85
FIGURA 5.10 E 5.11 A) E B) - GRÁFICOS DA FORÇA APLICADA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO, COM BASE EM ENSAIOS DE ANCORAGENS SEGUNDO OS PROCEDIMENTOS DO MÉTODO 3 E, RESPECTIVAMENTE EP, EA E ERS	87
FIGURA 6.1 – LOCALIZAÇÃO DO LOCAL EM ESTUDO	92
FIGURA 6.2 – PERFIL GEOLÓGICO DO PINHÃO, SEGUNDO INTERPRETAÇÃO DA AUTORA.....	92
FIGURA 6.3 – CAIS DO PINHÃO	99
FIGURA 6.4 – PERFIL DA OBRA DO PINHÃO.	107
FIGURA 6.5 – CARACTERÍSTICAS DO CORDÃO DE AÇO PRÉ-ESFORÇADO	111
FIGURA 6.6 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CORDÃO DE AÇO.....	112
FIGURA 6.7 – ANCORAGENS ADOPTADAS, CAIS DO PINHÃO	112
FIGURA 6.8 – ESQUEMA PARA A AVALIAÇÃO DE IMPULSOS SOBRE A ESTRUTURA, COM NÍVEL FREÁTICO A MEIA ALTURA DA CORTINA.	114
FIGURA 6.9 - ESQUEMA PARA O PRÉ-CÁLCULO DE IMPULSOS SOBRE A ESTRUTURA, COM ALBUFEIRA VAZIA.	115
FIGURA 6.10 – MODELO CONSTITUTIVO ELÁSTICO-LINEAR.....	118
FIGURA 6.11 – GEOMETRIA DO MODELO NUMÉRICO.	120
FIGURA 6.12 – A) GEOMETRIA DO MODELO INICIAL; B) GEOMETRIA DO MODELO COM INTRODUÇÃO DO ATERRO E DAS ESTACAS-PRANCHAS; C) GEOMETRIA DO MODELO FINAL, INCLUINDO ANCORAGENS	120
FIGURA 6.13 – TENSÕES TOTAIS MÁXIMAS	122
FIGURA 6.14 – GRÁFICOS DAS TENSÕES TOTAIS MÁXIMAS A) AO LONGO DA ANCORAGEM; B) AO LONGO DA CONTENÇÃO.	123
FIGURA 6.15 – TENSÕES DE CORTE	124
FIGURA 6.16 – GRÁFICOS DAS TENSÕES DE CORTE, NO TERRENO A) AO LONGO DA ANCORAGEM; B) AO LONGO DA CONTENÇÃO	124
FIGURA 6.17 – DEFORMAÇÕES DE CORTE, NO MODELO NUMÉRICO.	125
FIGURA 6.18 – GRÁFICOS DAS DEFORMAÇÕES DE CORTE NO TERRENO A) AO LONGO DA ANCORAGEM B) LONGO DA CONTENÇÃO	125
FIGURA 6.19 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (M).....	126
FIGURA 6.20 – GRÁFICO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS. A) NA ANCORAGEM; B) NA CONTENÇÃO.....	127
FIGURA 6.21 – MODELO SIMPLIFICADO, ANTES DO INÍCIO DA OBRA.....	128
FIGURA 6.22 – MODELO NUMÉRICO, SIMPLIFICADO, APÓS A REALIZAÇÃO DA OBRA.	129
FIGURA 6.23 – SUPERFÍCIE DE ROTURA PROVÁVEL, NO MODELO NUMÉRICO, COM COEFICIENTE DE SEGURANÇA IGUAL A 9,839.	129
FIGURA 6.24 – GRÁFICO REPRESENTATIVO DA RESISTÊNCIA AO CORTE, DE CADA FATIA, DA POSSÍVEL MASSA DESLIZANTE.	130
FIGURA 6.25 – GRÁFICOS DA FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE DOS FACTORES DE SEGURANÇA GLOBAIS.	130
FIGURA 6.26 – DIVISÃO DO PAÍS EM ZONAS SÍSMICAS	132
FIGURA 6.27 – SUPERFÍCIE DE ROTURA PROVÁVEL, NO MODELO NUMÉRICO PSEUDO-ESTÁTICO, COM COEFICIENTE DE SEGURANÇA IGUAL A 2,604.	134
FIGURA 6.28 – GRÁFICO DA RESISTÊNCIA AO CORTE, DE CADA FATIA, PERTENCENTE À POSSÍVEL MASSA DESLIZANTE.	134
FIGURA 6.29 - GRÁFICOS DA FUNÇÃO DENSIDADE DE PROBABILIDADE DOS FACTORES DE SEGURANÇA GLOBAIS.....	135
FIGURA 6.30 – PERFIL DA OBRA COM A REPRESENTAÇÃO DAS NOVAS ANCORAGENS.....	136
FIGURA 6.31 – REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE CARGA NAS ANCORAGENS, CAIS DO PINHÃO.....	136

FIGURA 6.32 – TABELA E RESPECTIVO GRÁFICO DO ENSAIO SIMPLIFICADO NA ANCORAGEM 1.....	138
FIGURA 6.33 – GRÁFICO DA CARGA APLICADA EM FUNÇÃO DO ALONGAMENTO, NA ANCORAGEM 2.	138
FIGURA 6.34 – GRÁFICO DA CARGA APLICADA EM FUNÇÃO DO ALONGAMENTO, NA ANCORAGEM 15.	139

Simbologia

Alfabeto latino

A_t	Secção transversal
c	Coesão
c'	Coesão efectiva
d	Diâmetro
D_d	Diâmetro de furação da ancoragem
D_s	Diâmetro do bolbo de selagem
E	Módulo de elasticidade ou deformabilidade
E_d	Valor de cálculo do efeito da acção provocada pela ancoragem
f_{tk}	Valor característico da tensão de rotura à tracção de uma ancoragem
$f_{t0,1k}$	Valor característico da tensão de rotura à tracção da armadura da ancoragem, correspondente a uma extensão permanente de 0,1%
H	Profundidade de escavação
K_a	Coefficiente de impulso activo
k_s	Coefficiente de fluência de uma ancoragem
L_{app}	Comprimento livre aparente de ancoragem
L_L	Comprimento livre de ancoragem
L_s	Comprimento de selagem
p_i	Pressão efectiva de selagem
P	Carga de serviço
P_a	Carga inicial
P_p	Carga máxima de ensaio de uma ancoragem
P_{tk}	Valor característico da força de rotura à tracção de uma ancoragem
$P_{t0,1k}$	Valor característico da força de tracção da armadura de ancoragem, correspondente a uma deformação permanente de 0,1%
P_0	Força de bloqueio de uma ancoragem
R_a	Capacidade resistente ao arrancamento de uma ancoragem
R_{ak}	Valor característico da resistência de uma ancoragem
R_{ik}	Valor característico da resistência interna de uma ancoragem
R_k	Menor valor entre os valores característicos da resistência interna e externa de uma ancoragem
V	Volume

Alfabeto grego

Δ_p	Incremento de perda de carga
Δ_s	Alongamento elástico da armadura de uma ancoragem, sujeita a uma carga Δ_p
α	Deslocamento de fluência de uma ancoragem
β	Inclinação da reta do diagrama de descargas
δ	Coefficiente de atrito entre a contenção e as terras
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte efectivo
γ	Peso volúmico do solo
γ_q	Coefficiente de variação da força na ancoragem
γ_R	Coefficiente parcial de segurança associado à resistência da ancoragem

Unidades

°	Grau
°C	Grau centígrado
cm	Centímetro
kN	kilo Newton
kN/m ³	Peso volúmico
m	metro
m ²	metro quadrado
m ³	metro cúbico
MPa	Mega Pascal

Abreviaturas e siglas

FS	Coeficiente de segurança
NGP	Nível geral do país
PDL	Penetrómetro dinâmico ligeiro
PVC	Policloreto de vinil (<i>Polyvinyl chloride</i>)
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de segurança e acções

1.

Introdução

1.1 Generalidades

Com o crescimento da população Humana, a demanda na procura de locais para habitação e outras infra-estruturas tem tornado cada vez mais necessária a ocupação de terrenos que, quer pelas suas características geológicas e geotécnicas, não são aptos para construção.

Na natureza, podem encontrar-se sistemas naturais de ancoragens, como raízes de árvores e outras vegetações. Pode ter sido através da observação daquelas, que as antigas civilizações foram influenciadas com a noção de ancorar edifícios. Pode datar-se este exemplo, há aproximadamente três mil anos, em Zigufo de Aqar Quf (1400 a.C.), localidade próxima de Bagdad onde eram utilizados tapetes em fibras vegetais entrançadas, com o objectivo reforçar o terreno (Hanna 1982), Figura 1.1.

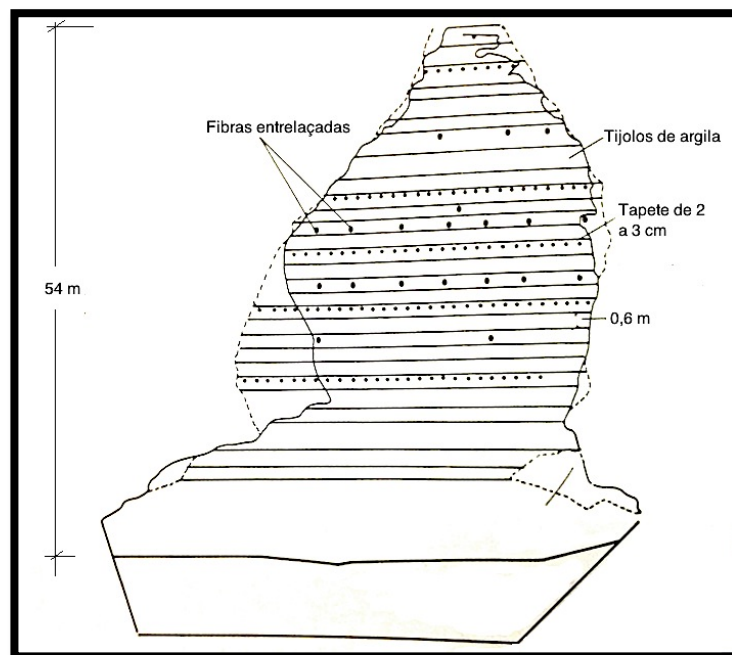


Figura 1.1 – Esboço da estrutura de Zigufo de Aqar Quf. Adaptado de Hanna (1982)

Com o avanço dos tempos veio, também, o avanço na tecnologia. Actualmente, torna-se necessária a construção em quase todo o tipo de terrenos disponíveis, sendo que muitos tendem a ser aterros ou terrenos ignorados pelas suas fracas características geotécnicas. Para que seja possível e viável a utilização de tais locais, são necessárias soluções de fundações especiais que têm que ter em conta a natureza e dimensão das obras, técnicas de melhoramento e, frequentemente, técnicas de engenharia

geoambiental.

Por razões económicas e de segurança, o reforço de terrenos é um componente chave na conclusão de vários tipos de projectos. Inclui, entre outros processos, a utilização de técnicas como estruturas de ancoragens. Estas têm como objectivo assegurar a estabilidade de uma estrutura artificial construída em solo ou rocha, pela instalação de elementos estruturais no terreno. As ancoragens são, normalmente, associadas a projectos de infra-estruturas que exigem normas em termos da sua aplicação.

No que respeita a ancoragens em que no seu meio envolvente se encontra água, as ancoragens, podem ser utilizadas para proteger estruturas e defensas marítimas, estabilizar áreas reclamadas, proteger taludes de rios e canais de navegação, bem como reforçar instalações costeiras e fluviais (Xanthakos 1991).

1.2 História e desenvolvimento das ancoragens

Segundo Xanthakos (1991), historicamente a origem das ancoragens pode localizar-se no final do século XIX, onde Frazer (1874) descreveu ensaios em ancoragens de ferro forjado aplicadas numa obra de suporte para um canal ao longo de uma via férrea entre Londres e Birmingham. No início do século XX, Anderson (1900), documentou a utilização de estacas roscadas que restringiam lajes contra a flutuação.

Uma das aplicações mais referenciadas, desta tecnologia encontra-se no reforço da barragem de Cheurfas, Argélia, por Coyone em 1934 (Xanthakos 1991) (Figura 1.2).

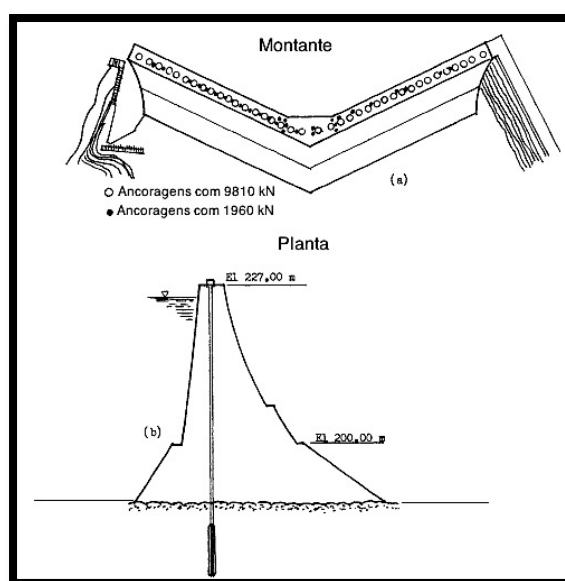


Figura 1.2– Barragem de Cheurfas, Argélia. Adaptado de (Xanthakos 1991)

Esta barragem, construída em 1800, era uma estrutura de gravidade que colapsou em 1885. Teria sido reconstruída em 1892 e em 1930 terá começado a apresentar problemas de fundações. Tornou-se necessária nova intervenção, tendo sido aplicadas 37 ancoragens verticais, espaçadas de 3 a 5 m (Hanna 1982). O pré-esforço terá sido aplicado no coroamento da barragem.

Na Europa

Foi durante o período de pós-guerra na Europa, que se realizaram inúmeras obras onde se utilizaram ancoragens. Estas permitiram um desenvolvimento da técnica, conduzindo à sua vasta aplicação e, assim, motivando a introdução de normas, regulamentos e recomendações para que houvesse uma uniformidade no processo construtivo, assim como regras de projecto para determinação da segurança e aplicação de protecção contra a corrosão.

A utilização de uma tecnologia com o conceito de comprimento livre e, um bolbo de selagem, fundado em solo teve início na Europa (Alemanha e França) nos finais da década de 1950, embora uma tecnologia similar, estaca cuja base é alargada, tenha sido utilizada no Texas e na Índia com a função de garantir que o terreno resistiria a forças de levantamento (Barley and Windsor 2000).

Segundo (Xanthakos 1991), na Alemanha foi desenvolvido o sistema Bäuer, em 1958, que corresponde às primeiras ancoragens executadas na Europa. Este método consiste na selagem, directamente no terreno, de uma haste de aço colocada no interior de um furo, com aproximadamente 8 cm de diâmetro, com uma mistura de cimento injectada, directamente, no furo. Este foi o primeiro conceito de ancoragem injectada.

Na Áustria, década de 1960, foram utilizadas ancoragens pré-esforçadas, em rocha e em terrenos aluvionares, particularmente na região Alpina. Estas ancoragens, executadas com uma técnica designada *top-to-bottom*, foram utilizadas em maciço rochoso instável, especialmente os que apresentavam potenciais superfícies de deslizamento, durante escavações.

Já em França, com a necessidade de suporte em obras subterrâneas, esta técnica começou a ser aplicada em 1953 (Forth 1966).

Na Suíça foi desenvolvido o sistema de ancoragens VSL (Grivelli 1969 cit. por (Xanthakos 1991)). Como princípio aquele sistema tendia a eliminar as diferenças entre ancoragens em solo e rocha, mas manteria a distinção entre ancoragem provisória e permanente e, requerimentos específicos no que respeita à protecção contra a corrosão. Em 1970, foi construído um reservatório subterrâneo, que incluía ancoragens pré-esforçadas, associadas à estrutura auto-portante do maciço. As ancoragens foram seladas no maciço e, este, revestido com betão projectado (Buro 1970).

Fora da Europa

Segundo (Xanthakos 1991), na Austrália, as ancoragens foram utilizadas em escavações profundas, em falésias e lajes de fundações.

No Brasil, as ancoragens foram introduzidas em 1957, e entre outros trabalhos significativos, um programa de ensaios sobre ancoragens em São Paulo, é referido, em conexão com a construção do metropolitano (Costa Nunes, Chiossi et al. 1969) (*cit. por* (Xanthakos 1991)).

São conhecidas aplicações, nos Estados Unidos da América, desde 1960, em escavações e obras subterrâneas, principalmente em grandes áreas metropolitanas. Em 1969, na construção de um edifício (Atlantic-Rich) em Los Angeles, foram aplicadas 300 ancoragens. O trabalho, talvez mais emblemático, onde foram utilizadas, em larga escala, ancoragens foi durante a construção do World Trade Center. Foram executados seis níveis de ancoragens provisórias, inclinadas a 45°, ao longo de uma parede moldada (Xanthakos 1991).

No Canadá foram realizados trabalhos em rochas fissuradas, que utilizaram a técnica de ancoragem (Schousboe 1974) (*cit. por* (Xanthakos 1991)).

No extremo oriente, as ancoragens são maioritariamente utilizadas em grandes áreas metropolitanas, Tóquio, Osaka e Singapura, em construção de obras subterrâneas, onde se optou pela utilização de ancoragens provisórias. Assim, foram desenvolvidas diversas técnicas para a construção de ancoragens amovíveis (Yamada 1978) (*cit. por* (Xanthakos 1991)).

Em Portugal

As primeiras aplicações de ancoragens datam da década de 1950 na escavação dos aproveitamentos hidroeléctricos de Picote e de Miranda (Oliveira Nunes 1961). A construção de ancoragens definitivas em solos teve início em 1960 (Santarém), na consolidação da encosta das Portas do Sol (Figura 1.3).

O sucesso desta técnica implica um estudo das características geotécnicas do terreno de implementação, características essas que devem considerar os tipos de fenómenos relevantes envolvidos e relacionadas com o método a aplicar.

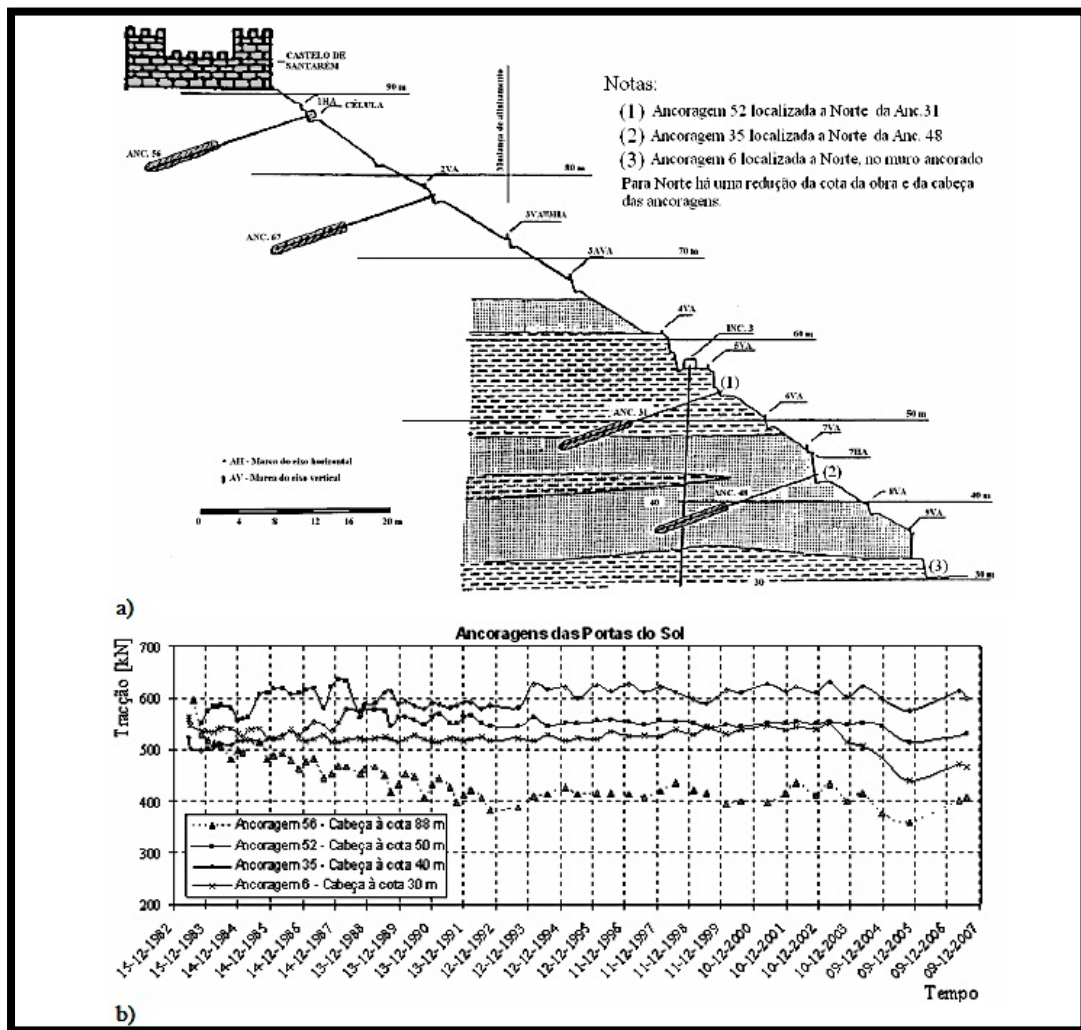


Figura 1.3 - Encosta das Portas do Sol, em Santarém: a) perfil transversal (XI), correspondente à localização ancoragem 56 (Oliveira Nunes 1961); b) evolução da tracção em 4 ancoragens instrumentadas (Carvalho 2009)

1.3 Objectivos e metodologia da dissertação

Esta dissertação tem como principal objectivo a avaliação do projecto, o acompanhamento e estudo de um caso de obra, um cais acostável, constituído por uma parede de estacas-prancha monoancoradas.

Para este estudo faz-se uma revisão bibliográfica, com o objectivo da recolha de informação sobre a história e o desenvolvimento, elementos constituintes, classificação, ensaios e pré-dimensionamento teórico de ancoragens.

O estudo do caso de obra divide-se em duas etapas:

- A primeira etapa está relacionada com o estudo do projecto de execução da obra, em que algumas das ancoragens, constituintes do cais, colapsaram e encontrar possíveis motivos

para este colapso. Esta fase de estudo encontra-se designada como fase um, no presente trabalho. Para tal, e com o objectivo de uma primeira abordagem ao tema, procede-se à consulta de elementos bibliográficos, para caracterizar as ancoragens, os elementos que as constituem, a sua execução e a aplicação do pré-esforço. Salientam-se algumas das metodologias, utilizadas nas etapas do pré-dimensionamento, apoiadas nas normas em vigor.

- A segunda etapa tem como objectivo o acompanhamento dos trabalhos de remediação do cais acostável, e encontra-se designada, no presente trabalho como fase dois. Durante esta etapa, a autora da presente dissertação acompanhou a colocação de novas ancoragens, a colocação em carga das mesmas e a sua entrada em serviço. Nesta etapa, a autora, com o apoio da bibliografia, consultada na etapa anterior, propõe um pré-dimensionamento das ancoragens, avaliando as suas características mecânicas e os impulsos actuantes sobre a estrutura. Para tal, a autora, baseia-se no pré-dimensionamento teórico e avalia esse pré-dimensionamento com o método dos elementos finitos (MEF). Por último, compara-se este estudo com o pré-dimensionamento, realizado pelo projectista, na primeira fase do projecto (antes das ancoragens colapsarem), com o objectivo de apontar possíveis motivos para a ocorrência.

1.4 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada do modo que seguidamente se descreve.

- Capítulo 1. **Introdução**, na qual se faz uma breve descrição da história e desenvolvimento das ancoragens, principalmente associadas a obras de estabilidade de taludes, escavações, construções subterrâneas, entre outras. Apresenta-se o objectivo e metodologia desta dissertação e, por último a organização da mesma.
- Capítulo 2. **Ancoragens. Definições**. Neste capítulo são descritas as utilizações das ancoragens e a sua classificação (por tempo de vida útil, pelo modo de transferência da carga e pelo tipo de terreno onde são aplicadas).

São descritos os componentes constituintes das ancoragens, o modo como estas são instaladas e uma breve descrição sobre os estados limite últimos a que, as ancoragens, estão sujeitas.

- Capítulo 3. **Pré-dimensionamento teórico e funcionamento de ancoragens**, onde se descreve o reconhecimento de campo e as especificações dos materiais utilizados para esta técnica. Descreve-se o modo como se dimensionam as ancoragens por componente. A escolha da inclinação e espaçamento entre ancoragens é também abordado neste capítulo, bem como a definição de alguns tipos de carga aplicadas. Por último, são definidos os

estados limites últimos, estados para além dos quais, a estrutura deixa de satisfazer as exigências de projecto.

- Capítulo 4. **Execução de ancoragens.** Neste capítulo descreve-se mais pormenorizadamente o faseamento construtivo que envolve a execução de ancoragens, desde a furação dos terrenos até à fase de tensionamento das mesmas. São, ainda, abordadas as considerações à cerca da protecção contra a corrosão, referindo-se alguns dos tipos de corrosão, os mecanismos de instalação da corrosão, as classes de protecção e os sistemas de protecção, incluindo-se o tipo de protecção mais adequado consoante a componente da ancoragem.
- Capítulo 5. **Ensaio e observação de ancoragens.** São descritos diferentes tipos de ensaios de carga, os modos como se devem realizar e a sua importância para assegurar a segurança durante a vida útil das ancoragens.
- Capítulo 6. **Estudo de caso. Cais turístico do Pinhão.** Neste capítulo é feita a descrição do local de obra (incluindo-se aspectos geológicos, geotécnicos, topográficos e hidrológicos), os níveis do plano da água, as correntes de água no local e os estudos realizados para a execução do projecto. Será apresentado o dimensionamento da obra realizado pela autora da dissertação, assim como o estudo da estabilidade global da mesma. São, ainda, discutidos os resultados obtidos, nesta fase do estudo.
- Capítulo 7. **Conclusões,** onde se tecem alguns comentários finais em relação ao trabalho desenvolvido e se propõem trabalhos futuros neste domínio.

São apresentadas as referências bibliográficas, onde se enumeram as obras consultadas no âmbito do presente trabalho.

Por último são incluídos os anexos, onde se encontra alguma da informação complementar ao estudo.

2

Ancoragens. Definições

2.1 Generalidades

Uma ancoragem, independentemente do terreno onde será executada (solo ou rocha) é um elemento estrutural que transmite uma força da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a uma distância considerada suficiente da estrutura (Coelho 1996). A sua capacidade resistente depende da resistência de cada um dos seus componentes e da capacidade resistente do terreno.

A ancoragem é selada numa zona resistente de um maciço, fora de qualquer superfície de rotura possível, retendo a zona a estabilizar.

Neste capítulo, faz-se uma descrição da utilização e desempenho de uma ancoragem. De acordo com o tipo de utilização é feita a sua classificação, são descritas as várias componentes e como estas são instaladas. Por último é apresentada a definição de estados limites, bem como as vantagens e limitações de utilização de ancoragens.

2.2 Utilização e desempenho

Em solo, as ancoragens, são utilizadas como suporte e apoio em escavações profundas, para estabilizar fundações sujeitas a forças ascensionais, causadas quer por águas no solo ou empolamentos, em solos instáveis para aumentar a sua capacidade resistente. Em rocha, para proteger e estabilizar formações rochosas ou taludes, suportar escavações subterrâneas e galerias, fundação em barragens de betão, ancoragens de postes de grande envergadura, entre outros. As ancoragens em ambiente marinho são utilizadas em estruturas e defesas marinhas bem como estabilizar áreas reclamadas pelo mar.

Segundo Xanthakos (1991), a capacidade de uma ancoragem e o seu desempenho são influenciados por três factores principais: as características do terreno de instalação, nomeadamente a sua resistência ao corte; técnicas de instalação, em particular o método como é efectuado o bolbo de selagem; e a mão-de-obra utilizada.

Como parte integrante da estrutura, a ancoragem contribui para a sua estabilidade global, bem como para melhorar as interacções do sistema solo-estrutura.

2.3 Classificação de ancoragens

2.3.1 Generalidades

Segundo Xanthakos (1991), as ancoragens podem ser agrupadas ou classificadas de acordo com:

- Tempo de vida útil (ancoragem provisória ou definitiva);
- Activa, passiva ou intermédia (de acordo com o nível de pré-esforço aplicado);
- Modo como a carga é transferida da nos terrenos;
- Tipo de terreno onde são seladas (solo ou rocha).

Contudo, as condições dos terrenos, abrangem uma grande variação de materiais. Deste modo, a classificação da ancoragem, torna-se impraticável e académica (Xanthakos 1991).

2.3.2 Tempo de vida útil

No que respeita ao tempo de vida útil, uma ancoragem pode ser classificada como provisória ou definitiva (SIA 1996).

Pelo período de utilização e, de acordo com VSL System recommendation (1995), o Eurocódigo 7 (2010) a norma EN 1537 (1999), uma ancoragem pode ser classificada como temporária se for mantida em serviço por um período inferior a dois anos, ao passo que uma definitiva será mantida em serviço por mais de dois anos.

Na Figura 2.1, está representado um exemplo da constituição de uma ancoragem definitiva e uma ancoragem provisória na Figura 2.2, salientando algumas das respectivas diferenças em relação aos seus constituintes.

Como se pode verificar, na Figura 2.1, a ancoragem definitiva encontra-se protegida contra a corrosão, na zona do comprimento livre, com massa anticorrosiva. A armadura encontra-se protegida, também contra a corrosão, por um tubo corrugado, tal como na zona de selagem, sendo também visível a protecção na zona de transição entre o comprimento livre e o comprimento de selagem.

A ancoragem provisória, na Figura 2.2, não contém estes elementos de protecção contra a corrosão.

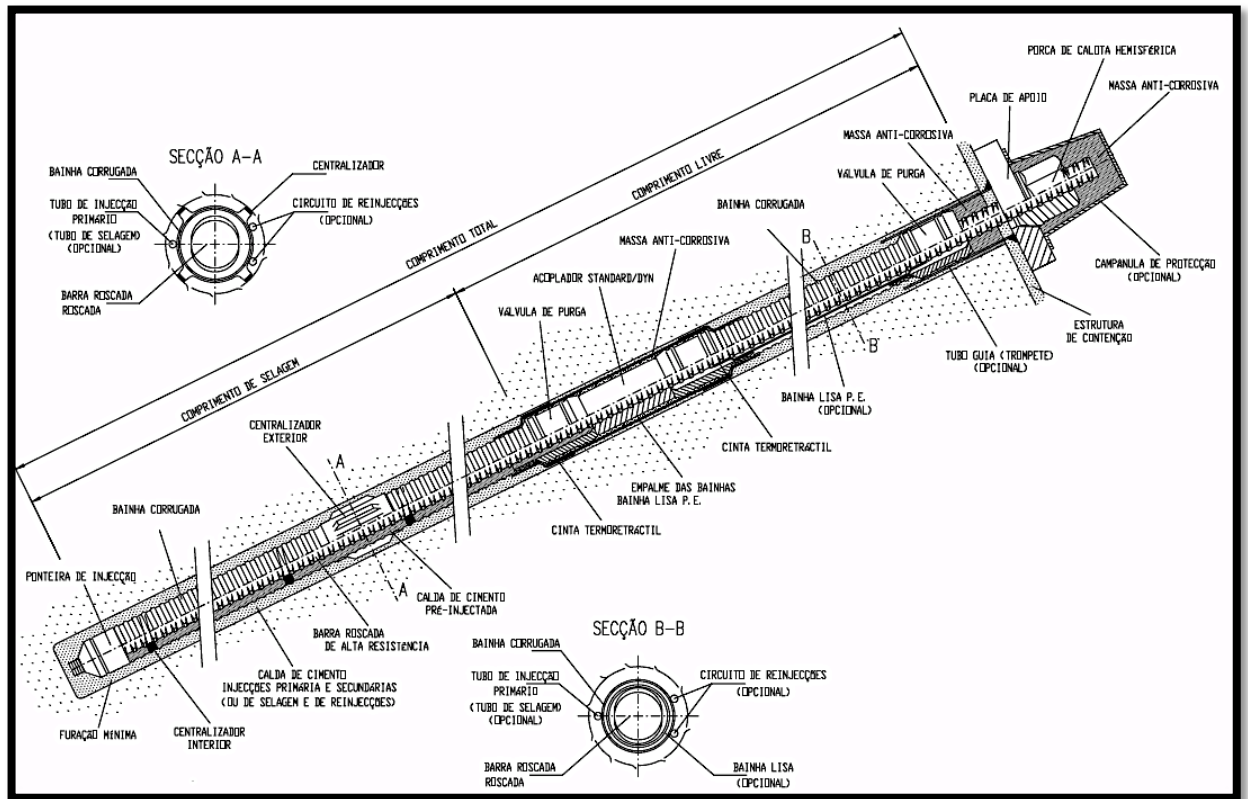


Figura 2.1 – Exemplo de um tipo de ancoragem definitiva (VSL GEO 2000)

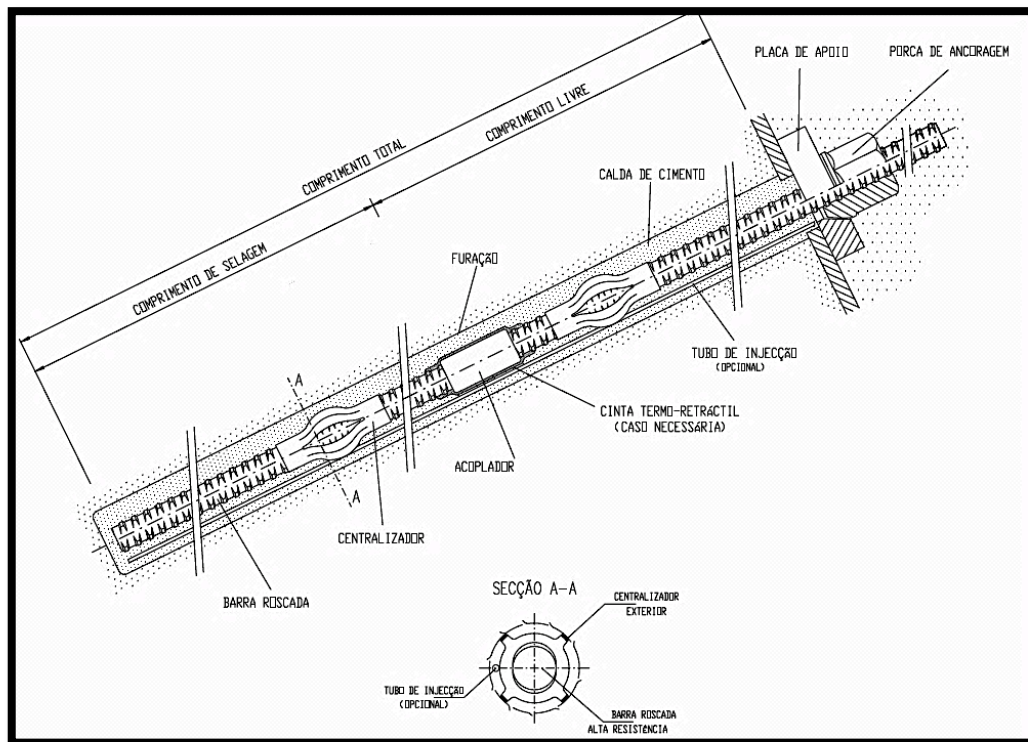


Figura 2.2 – Exemplo de um tipo de ancoragem provisória (VSL GEO 2000)

2.3.3 Ancoragem activa e passiva

Esta classificação está relacionada com a força de tracção aplicada à ancoragem, podendo, assim, definir-se ancoragem activa se houver aplicação de pré-tensão e caso contrário, são consideradas ancoragens passivas. Nas Figura 2.3 e Figura 2.4, encontram-se representadas, a título exemplificativo uma ancoragem activa e uma ancoragem passiva, respectivamente.

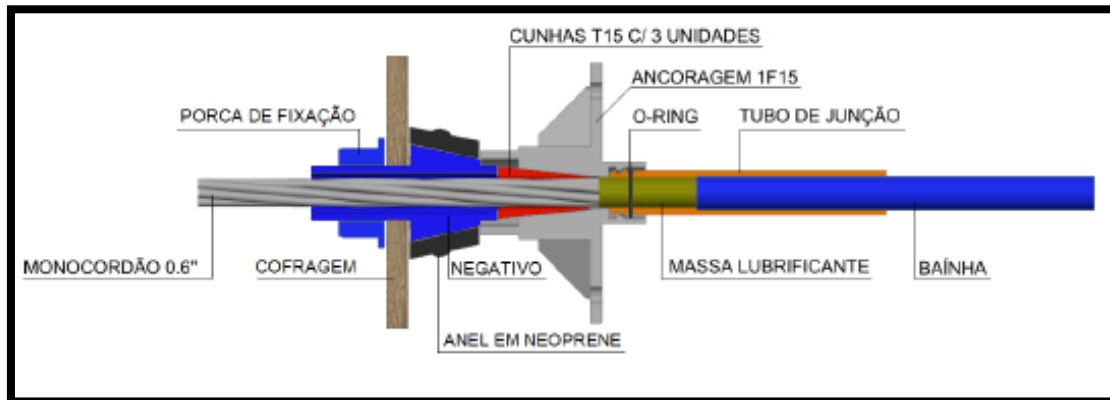


Figura 2.3 – Exemplo de ancoragem activa, em pormenor (Fercanorte 2010)

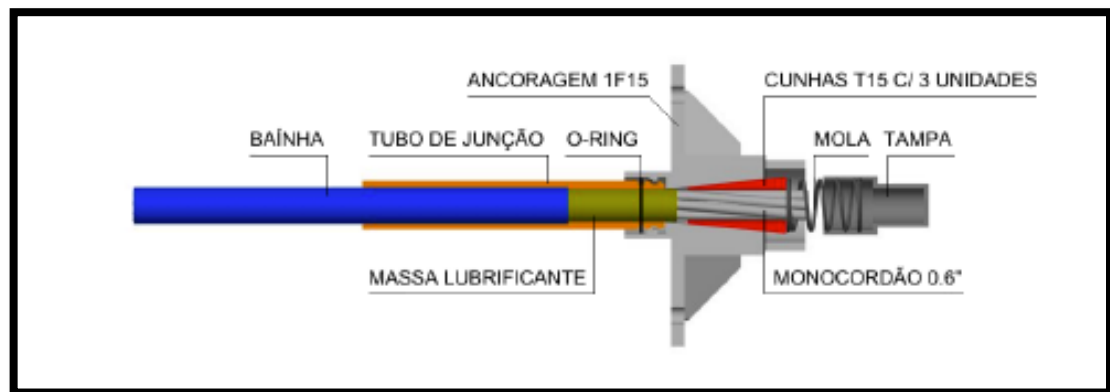


Figura 2.4 – Exemplo de ancoragem passiva, em pormenor (Fercanorte 2010)

2.3.4 Formas de transferência de carga

Quanto à aplicação de esforços estas podem dizer-se que são à tracção, se a carga aplicada for aplicada na cabeça de ancoragem, direccionada para a armadura e por sua vez mobilizada no bolbo de selagem. Nesta situação, ao traccionar-se a armadura, a calda localizada na interface armadura-bolbo, tende a fissurar, tornando a armadura susceptível a fenómenos corrosivos. Em meios mais propensos a este tipo de fenómenos, pode minorar-se o efeito da corrosão, recorrendo-se a ancoragens à compressão. Na Figura 2.5 apresenta-se um exemplo deste tipo de tecnologia. Apesar de a ancoragem funcionar do mesmo modo, à tracção, o que diferencia a técnica da ancoragem à compressão é uma chapa inserida no fundo do furo, à qual a armadura se encontra fixada e um tubo que se encontra à

pressão. A chapa de extremidade, posteriormente à selagem e aquando da tracção dos tirantes, comprime a calda “acompanhando” o movimento da armadura, deste modo a calda não irá fissurar, assegurando a protecção contra a corrosão em conjunto com o tubo corrugado (Hanna 1982).

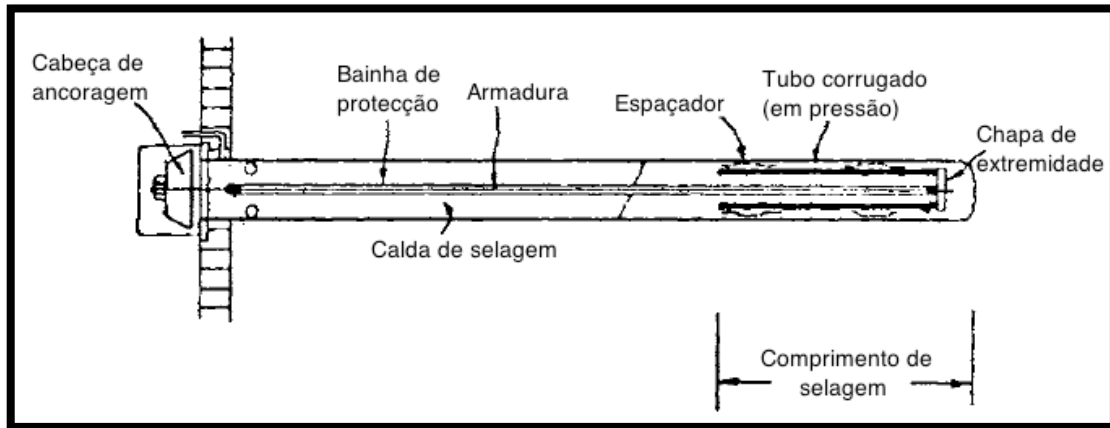


Figura 2.5 – Representação esquemática de uma ancoragem à compressão. Adaptado de Xanthakos (1991)

2.3.5 Face à forma de transferência da carga para o terreno

O mecanismo de transferência da carga para o terreno é feito através do bolbo de selagem. Consoante a sua geometria, dimensão e configuração, permite distinguir quatro tipos de mecanismos principais, como se pode observar na Figura 2.6.

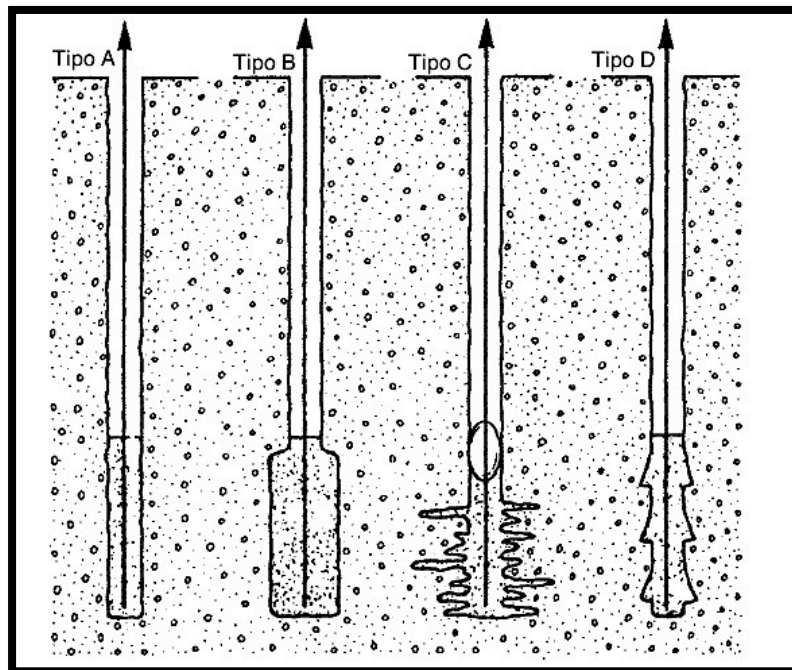


Figura 2.6 – Classificação de ancoragem (tipo de transferência de carga). Adaptado de Xanthakos (1991)

Tipo A – Secção uniforme

Esta secção caracteriza-se pela colocação da ancoragem num furo cilíndrico, com secção uniforme. É apropriado para maciços rochosos e para solos argilosos duros a muito duros. A sua capacidade resistente depende da resistência ao corte mobilizada ao longo da interface entre o terreno e a calda de injeção. A calda é, normalmente, inserida por gravidade (Xanthakos 1991).

Tipo B – Secção cilíndrica alargada

Este é um método, que difere do anterior, pelo diâmetro do fundo de furo ser mais alargado, alargando o diâmetro do bolbo de selagem. Este tipo de ancoragem pode ser utilizada em rochas brandas fissuradas e aluviões granulares. A capacidade resistente é obtida a partir da resistência ao corte, ao longo da interface calda-cimento, podendo a resistência ser mobilizada até à extremidade inferior do bolbo. A injeção é efectuada sob pressão, nas injeções secundárias (Xanthakos 1991).

Tipo C – Multi-injectadas

Neste tipo de ancoragem, a injeção é feita a elevada pressão, superior a 2 MPa. Deste modo, a calda penetrará nas fissuras existentes no terreno, provocando uma fracturação hidráulica localizada e consequentemente um alargamento do bolbo de selagem. Como se pode verificar na Figura 2.6, no esquema exemplificativo deste tipo de ancoragem, o tubo de injeção possui uma válvula que permite impor uma pressão mais elevada numa zona confinada.

Esta é uma técnica adequada para solos arenosos, podendo ser utilizada em solos argilosos duros (Xanthakos 1991).

Tipo D – Secções alargadas tipo sino ou *underreams*

Estas secções alargadas são obtidas através de uma broca, como se exemplifica na Figura 2.7, esta tem saliências retrácteis capazes de produzir a forma de sino no furo. É uma técnica utilizada em formações coesivas duras a muito duras, onde a resistência ao arrancamento é conferida pela resistência lateral ao corte (Xanthakos 1991).

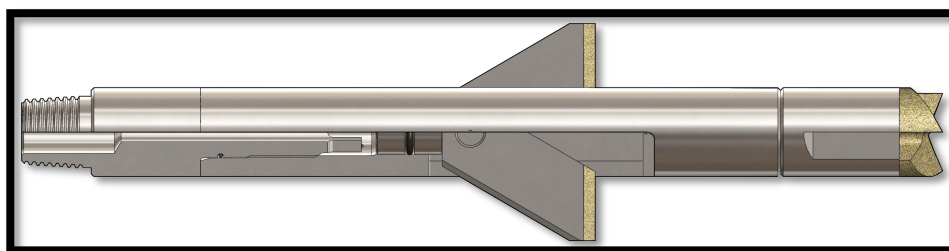


Figura 2.7 – Exemplo de broca de formato sino (Solutions 1997)

2.3.6 Ancoragem em solo

Em solo a resistência é condicionada pela capacidade resistente do terreno, pelo que as ancoragens são de baixa a média capacidade. Variam desde colunas de betão a placas fixas no solo. A baixa resistência das ancoragens está condicionada pelos valores de algumas das propriedades mecânicas que estes materiais apresentam (Tabela 2.1).

2.3.7 Ancoragem em rocha

As ancoragens em rocha são muito semelhantes na forma e princípios de execução às ancoragens em solo, mas têm muito maior capacidade de carga devido à maior resistência do material rochoso. Segundo Hanna (1982), a resistência desenvolvida na interface calda-rocha é regulada pela resistência da rocha, tecnologia de ancoragem utilizada e o método construtivo empregue. Deste modo pode verificar-se na Tabela 2.1, que a resistência de rochas é bastante superior à dos solos.

Tabela 2.1 – Algumas propriedades mecânicas de solos e rochas. Adaptado de Rocha (1977)

Parâmetros	Solos	Rocha
Módulo de deformabilidade	< 50 MPa	4×10^2 a 10^5 MPa
Resistência à compressão uniaxial	< 2 MPa	2 a 3×10^2 MPa
Coesão	< 0,25 MPa	0,4 a 3×10^2 MPa
Ângulo de resistência ao corte	< 40°	< 65°

2.4 Componentes e instalação

Devido à variedade de terrenos onde podem ser inseridas ancoragens, desenvolveram-se diversas tecnologias para a sua execução. Dependendo das tecnologias utilizadas, os componentes que constituem a ancoragem serão distintos (Figura 2.8), bem como o seu modo de instalação. As técnicas executivas para ancoragens contemplam, actualmente, uma melhor relação qualidade/custo, bem como o seu tempo de instalação.

2.4.1 Componentes

Uma ancoragem divide-se em três partes fundamentais: a cabeça, o comprimento livre e o bolbo de selagem. Por sua vez, e ligando as partes referidas, encontra-se a armadura. Esta é uma componente que percorre toda a ancoragem, desde a cabeça até ao bolbo de selagem. São estes componentes que se pretende descrever, mais pormenorizadamente, de seguida.

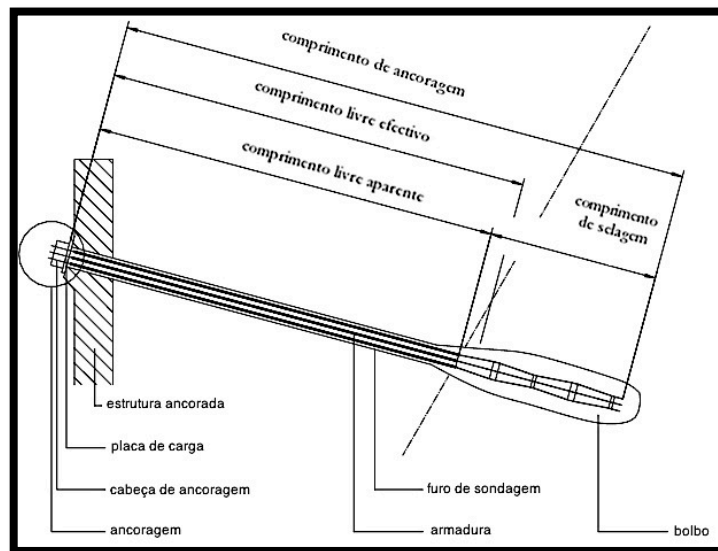


Figura 2.8 – Esquema dos componentes constituintes da ancoragem. Adaptado de (Systems 1995)

Cabeça de ancoragem

A cabeça (Figura 2.9) é a parte que fica visível da ancoragem. Está localizada à superfície do terreno onde a ancoragem é colocada, e deve ser capaz de suportar a máxima força que provém da armadura (Coelho 1996).

O pormenor da cabeça de ancoragem depende do tipo de armadura que a constitui, isto é, depende se a armadura for de varão, cordão, barra, eixo helicoidal, de chapas, plásticos reforçados, entre outros.

A cabeça de ancoragem, dependendo da tecnologia aplicada, pode ser constituída por mesa de apoio metálica, trompette, cunhas, placas de suporte (em ancoragem de cordão) e mesa de apoio metálica com porca sextavada (em ancoragem de varão).

A mesa de apoio metálica distribui as tensões sobre a estrutura de apoio, sendo constituída por uma ou mais chapas metálicas. Estas devem ter as dimensões adequadas para garantir uma distribuição uniforme das tensões de compressão no elemento estrutural de apoio (Ferreira 2004).

A cabeça de ancoragem deve, também, permitir a introdução de tubos de injeção, primária e secundária, e permitir, uma pequena rotação devida a movimentos que possam ocorrer durante a execução da ancoragem.

Por último, deve ter a capacidade de acomodar o valor característico da força de rotura da armadura de ancoragem, P_{tk} . Deve, também, ser dimensionada de modo a adaptar-se a eventuais desvios da armadura da ancoragem, no máximo de 3° , e devendo ser admitido no dimensionamento, para este cenário, 97% do valor de P_{tk} (EN1537 1999).



Figura 2.9 - Cabeça de ancoragem *in loco* (arquivo pessoal)

Armadura

A armadura da ancoragem tem como finalidade acomodar o pré-esforço aplicado, transmitindo-o para o bolbo de selagem. É constituída por aço de alta resistência e pode ser constituída por fios, barras, cordões ou associações de fios, barras ou cordões (Figura 2.10), em feixe, distribuídos paralelamente entre si (Carvalho, Salgado et al. 2011).



Figura 2.10 – Exemplo de armadura constituída por feixe de cordões (arquivo pessoal)

Bolbo de selagem

É através desta estrutura que o pré-esforço, conferido à ancoragem, e aplicado à armadura é transmitido para o terreno. Esta componente da ancoragem encontra-se, totalmente, no interior do terreno e envolto em calda. Esta pode ser de cimento, ou outros materiais como resinas epoxídicas, garantindo assim, o recobrimento da armadura e a mobilização das tensões na interface com o terreno.

O bolbo de selagem para além da transmissão de tensões ao terreno, e em conjunto com outros componentes, dependendo da tecnologia aplicada na ancoragem, pode também proteger a armadura, no seu comprimento de selagem, contra a corrosão.

2.4.2 Instalação

Uma ancoragem é inserida, em terreno com capacidade suficiente para comportar a estrutura, e com inclinações variáveis. A sua capacidade resistente é gerada como uma reacção resistente, mobilizada através do traccionamento da armadura, aplicando uma força na cabeça de ancoragem, o que provoca uma reacção oposta do terreno transmitida ao bolbo de selagem, sendo este mantido na posição ideal.

Na zona do comprimento livre, não deve haver qualquer tipo de aderência entre a calda de cimento e o aço para que as cargas não sejam transmitidas nesse comprimento à estrutura de suporte e para não se mobilizar esforço que induza a ancoragem a um comportamento inadequado. A título exemplificativo, para evitar a aderência, coloca-se um tubo de polietileno (Ferreira 2004) a revestir a armadura, isolando-a e impedindo a transferência de cargas para o terreno.

2.5 Estados limites

Na verificação das ancoragens em relação aos estados limite últimos, deverão ser analisados os modos de rotura que podem ocorrer nestas, que de acordo com o Eurocódigo 7 (EN1997-1 2010) e a norma EN 1537 (1999) podem ser:

- rotura estrutural da armadura ou da cabeça da ancoragem, causada pelas tensões aplicadas;
- distorção ou corrosão da cabeça da ancoragem;
- para ancoragens seladas por injeção de calda, rotura no contacto entre a calda e o terreno, e/ou entre a calda e o aço;
- perda de força na ancoragem causada por deslocamentos excessivos da cabeça da ancoragem, por fluência ou por relaxação;
- rotura ou deformação excessiva de partes da estrutura por efeito da força aplicada pela ancoragem;
- perda de estabilidade global do terreno suportado e da estrutura ancorada;
- interação de grupos de ancoragens com o terreno e estruturas adjacentes;

O estado limite último, numa ancoragem, corresponde à rotura ou deformação excessiva de uma ancoragem. Deve ser garantido através da inequação 2.1 (EN1997-1 2010)

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

onde,

$R_d = R_k/\gamma_R$ valor de cálculo da capacidade resistente de dimensionamento da ancoragem;

R_k : menor valor entre os valores característicos da resistência interna e externa de uma ancoragem;

γ_R : coeficiente parcial para a capacidade resistente da ancoragem;

Segundo Carvalho (2009), o coeficiente γ_R , coeficiente parcial de segurança associado à resistência da ancoragem, deve considerar os seguintes aspectos:

- As variações das propriedades do terreno no local envolvente da ancoragem.
- As variações das dimensões e propriedades dos componentes de ancoragem.
- As alterações no processo de execução de ancoragens

Para todas as ancoragens, o coeficiente γ_R pode ser obtido através da Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para ancoragens. Adaptado de (EN1997-1 2010)

Capacidade resistente	Conjunto			
	R1	R2	R3	R4
Provisória	1,1	1,1	1,0	1,1
Definitiva	1,1	1,1	1,0	1,1

Em ancoragens sujeitas a esforços de tracção, corte e flexão o valor R_d é determinado do seguinte modo:

$$R_d = \gamma_q \times P_0 \quad (2.2)$$

Onde P_0 representa a carga de blocagem e o factor γ_q diz respeito às variações de força na ancoragem. Segundo Carvalho (2009) este valor está, normalmente, contido entre $0,8 \leq \gamma_q \leq 1,1$ podendo tomar valores superiores.

2.6 Vantagens e limitações da aplicação de ancoragens

A principal vantagem da utilização de ancoragens advém da capacidade, destes elementos estruturais, em acomodarem elevadas cargas.

Constituem uma técnica versátil, podendo as ancoragens ser ajustadas às condições do terreno. Existindo a possibilidade de, em casos particulares, as ancoragens constituírem a única solução viável (Carvalho 2009).

As ancoragens são testadas individualmente, o que representa uma elevada garantia de qualidade dos elementos construídos em relação às suas características mecânicas.

As limitações desta técnica estão relacionadas com o local onde se aplicam. Isto é, considerando o comprimento livre somado ao comprimento de selagem, faz com que esta estrutura atinja, por vezes, as dezenas de metros, ocorrendo penetração num terreno vizinho à obra, podendo conduzir a problemas legais, relacionados com a ocupação de terrenos alheios à obra.

Uma das desvantagens a referir está relacionada com o comportamento das ancoragens. Este deve ser acompanhado ao longo da vida útil da obra.

As pressões de injeção, em geral, situam-se entre 1 a 1,5 MPa. Estas são suficientes para induzir deformações no solo e formar os bolbos de ancoragem. No caso de deformações com múltiplas ancoragens, nunca com menos de 1,5m de espaçamento entre si (EN1997-1 2010), a acumulação destas deformações pode provocar problemas de levantamento no terreno, ou mesmo de fracturação hidráulica, se as pressões não forem correctamente controladas, podendo afectar quaisquer construções vizinhas. Estas limitações são facilmente contornáveis se houver monitorização cuidada das pressões de injeção, aumentando o tamanho dos bolbos de ancoragem, etc.

Em ancoragens muito longas, estas podem apresentar desvios, logo, risco de desenvolver mobilização de tensões tangenciais no comprimento livre, isto é, um comportamento muito diferente do teoricamente considerado.

A possibilidade de corrosão na armadura, é outra limitação associada à utilização das ancoragens. Segundo Littlejohn (1997), a maioria dos problemas de corrosão ocorrem no comprimento livre, na cabeça de ancoragem. Esta limitação pode ser ultrapassada com a conveniente protecção anti-corrosiva de todos os componentes pertencentes à ancoragem.

Como já referido, a capacidade das ancoragens está relacionada com a capacidade resistente dos terrenos, pelo que, a capacidade de carga das ancoragens se encontra limitada pela capacidade resistente dos terrenos onde se aplicarão.

Por se tratar de uma técnica que requer um trabalho especializado, requer uma equipa, equipamento e técnicas de controlo também especializados.

3

Pré-dimensionamento teórico e funcionamento de ancoragens.

3.1 Generalidades

Quando se avança com um projecto que envolve a execução de ancoragens, torna-se necessário definir as etapas e faseamentos construtivos.

A execução de uma ancoragem implica a realização de um ensaio em verdadeira grandeza que permite, em tempo útil, a adopção de medidas caso o seu comportamento não corresponda ao previsto. Por este motivo, a ancoragem, é uma estrutura cujo dimensionamento prévio não é garantido como exacto. Se durante o ensaio se verificar um comportamento anómalo, o dimensionamento terá que ser alterado.

Quando nos referimos a um pré-dimensionamento, está implícita a ideia de que se sabe a que tipo de projecto será aplicada esta tecnologia, de acordo com o tipo de obra, e as condições do local onde irá ser executada.

O projecto de implementação de ancoragens começa pelo estudo detalhado da geologia do local e culmina na execução daquelas.

A prospecção e a caracterização geotécnica são fundamentais na concepção de uma obra de engenharia, influenciando as fases subsequentes, tanto ao nível de projecto como ao nível da execução da obra. Baseados na caracterização geológico-geotécnica dos terrenos, serão escolhidos os métodos adequados de construção e prever soluções para as opções escolhidas.

3.2 Reconhecimento de campo

Para que uma ancoragem seja devidamente executada deve efectuar-se uma campanha de prospecção do local. Este procedimento permite o adequado dimensionamento da ancoragem, ou seja, garantindo que esta é dimensionada com características de resistência, deformabilidade e estabilidade adequadas para o tipo de terreno, onde será executada.

Segundo Carvalho (2009), o estudo para o reconhecimento de campo pode ser estruturado do seguinte modo:

- Trabalho de gabinete e estudo de campo;
- Ensaios de campo e de laboratório;
- Processos construtivos da obra.

Quando se pretende informação geotécnica detalhada, esta deve conter dados relativos à geologia, geomorfologia, sismicidade e hidrogeologia do local, sendo necessário considerar a variabilidade do terreno (EN1997-1 2010).

Por vezes, mesmo com uma caracterização geotécnica adequada do local, acompanhada de observação das condições geológicas do local, existe a possibilidade que não sejam detectadas situações, com carácter negativo, para a obra. Por isso, durante o processo construtivo é necessário um acompanhamento cuidadoso da obra. Salienta-se que, com o surgimento de situações novas ao projecto, este pode necessitar de alterações, como foi anteriormente referido.

As ancoragens são como os demais trabalhos geotécnicos, portanto, para estas, é também necessária uma descrição das características do local bem como das suas propriedades geotécnicas. Para se obterem as características anteriormente referidas é necessário o reconhecimento de campo e investigação do subsolo. As características geotécnicas do terreno são de extrema importância no pré-dimensionamento teórico de ancoragens, pois são estas características que permitem o cálculo da capacidade resistente do terreno.

Verifica-se que, frequentemente, a rotura durante os ensaios de carga se deve à insuficiente informação que permitiu caracterizar o terreno, levando muitas vezes ao prolongamento dos trabalhos e a um possível aumento do custo final da obra.

Para se avaliar a viabilidade de todo o projecto torna-se necessária a definição de programas de reconhecimento do local e de ensaios.

De acordo com a EN 1537 (1999), os trabalhos de reconhecimento e de caracterização geotécnica devem realizar-se de acordo com as recomendações da NP EN 1997.

A classificação dos terrenos, da zona relativa ao local de implementação da obra, deve realizar-se de acordo com um sistema reconhecido de classificação e descrição geotécnica, para solos ou rochas.

As rochas, devem classificar-se atendendo à meteorização, à textura, ao tamanho dominante dos grãos minerais e à dureza e resistência do mineral principal. Devido à influência das diaclases, estas devem caracterizar-se atendendo ao tipo, à extensão, à atitude, à inclinação, ao espaçamento e à qualidade do enchimento das diaclases (Carvalho 2009).

Para o estudo da caracterização dos parâmetros geotécnicos a determinar, podem realizar-se ensaios

de classificação, de identificação e de avaliação quantitativa dos solos e das rochas. Tais ensaios podem ser realizados *in situ* ou em laboratório.

Alguns dos ensaios de classificação, identificação e avaliação que se podem realizar em solos são:

- Descrição e classificação (granulometria, teor em água, peso volúmico, porosidade, índice de compacidade, limites de Atterberg, forma e rugosidade superficial dos grãos);
- Resistência ao corte, compressibilidade e rigidez radial;
- Permeabilidade;
- Condições do nível freático;
- Potencial corrosivo do solo e da água presente no solo;
- Existência de correntes eléctricas vagabundas.

Os ensaios que se podem realizar em rocha são:

- Classificação (geometria das descontinuidades, peso volúmico, grau de alteração);
- Estratificação;
- Resistência ao corte e deformabilidade;
- Permeabilidade;
- Condições do nível freático;
- Potencial corrosivo da rocha e da água presente na rocha;
- Existência de correntes eléctricas vagabundas.

3.2.1 Reconhecimento preliminar

O objectivo do reconhecimento preliminar é recolher e organizar a informação disponível sobre as condições do terreno no local de implementação da obra e do comportamento de estruturas que possam existir na vizinhança.

O reconhecimento preliminar pode incidir sobre a avaliação das características topográficas gerais, perturbações aparentes devidas a movimentos de terras, tipos de estruturas existentes e eventuais danos nas mesmas, níveis de água no subsolo, afloramentos rochosos, perfis geológicos de cortes ou escavações existentes, estudo de fotografias aéreas, entre outros.

Devem ainda ser recolhidos documentos como cartas topográficas e geológicas a várias escalas, cartas de solos, de sismicidade, relatórios prospecção (que possa ter existido no local), registos hidrológicos e maregráficos (Coelho 1996).

Ainda e, de acordo com a NP EN1997-1 (2010), devem ser efectuados estudos preliminares de caracterização geotécnica destinados a:

- Avaliar a adequabilidade do local;
- Comparar locais alternativos, quando for necessário;
- Estimar o impacto que a obra possa causar;
- Identificar áreas de empréstimo, quando necessário, para aterro;
- Planear os estudos de caracterização para o dimensionamento e para o controlo do comportamento (incluindo a identificação da extensão de terreno que pode influenciar significativamente o comportamento da estrutura).

Os elementos relativos à informação recolhida durante o reconhecimento devem incluir dados relativos a:

- Geologia;
- Geomorfologia;
- Sismicidade;
- Hidrogeologia.

3.2.2 Reconhecimento do subsolo

De acordo com a FHWA-IF-99-015 (1999) o reconhecimento do subsolo, envolve métodos directos e indirectos para o seu estudo. Dentro dos métodos directos, evidenciam-se as sondagens (para obter informação sobre as estruturas geológicas presentes, a litostratigrafia e as condições gerais do terreno). Este é um dos métodos, mais adequados, para o estudo do estado do terreno, pois permite uma avaliação visual e determinação de parâmetros como o *rock quality designation* (RQD).

Relativamente a métodos indirectos, podem ser utilizadas a prospecção sísmica ou eléctrica.

Durante a realização dos trabalhos, que foram anteriormente mencionados, existe a possibilidade da realização de ensaios *in situ*, bem como a recolha de amostras para ensaios de laboratório .

Os intervalos entre sondagens devem ser regulares tanto no tardo, como ao longo ou à frente do alinhamento da estrutura de suporte ou do talude, Figura 3.1. Em traços gerais, segundo a FHWA-IF-99-015 (1999) o espaçamento típico entre sondagens para reconhecimento em obras com ancoragens deve ser o seguinte:

- Em solos: 15 a 30 m;
- Em rocha: 30 a 60 m.

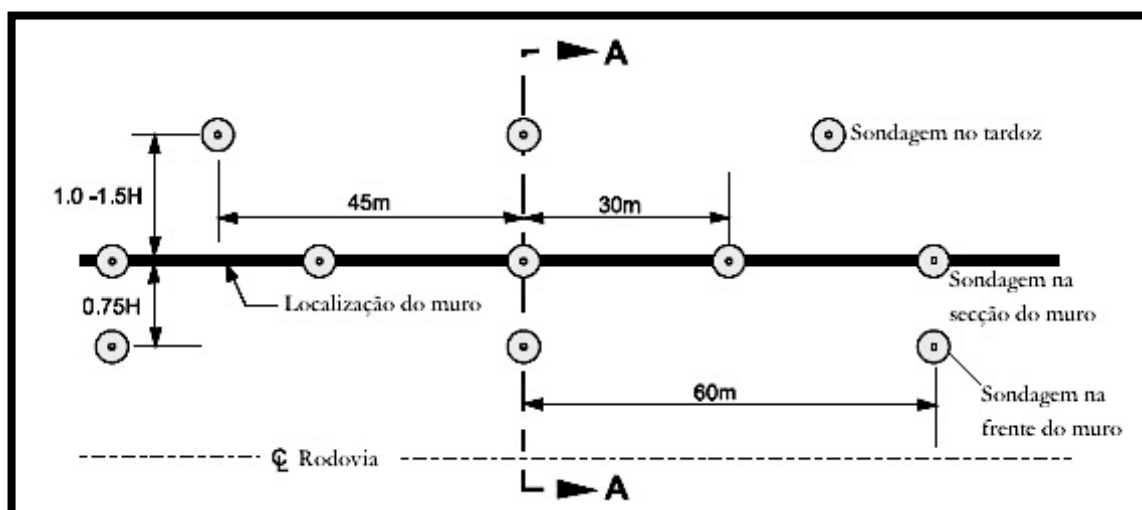


Figura 3.1 - Exemplo de localização de sondagens a realizar em obra com ancoragens definitivas. Adaptado de FHWA-IF-99-015 (1999)

No caso dos maciços rochosos, recomenda-se que as carotes para amostra tenham pelo menos 3,0 m. Com estas amostras pode descrever-se o tipo de rocha, a sua composição mineral, a textura (estratificação e foliação), o grau de alteração, bem como uma análise ao tipo e a orientação das discontinuidades. Pode obter-se a resistência à compressão da rocha intacta e determinar-se o RQD (FHWA-IF-99-015 1999). Sempre que possível deve indicar-se a orientação das discontinuidades e das fracturas, para que se possa avaliar potenciais mecanismos de deslizamento. Em maciços rochosos onde se possam observar juntas, devem recolher-se amostras do seu preenchimento e realizar ensaios de resistência ao corte, em laboratório. As amostras de solo, bem como as carotes de rocha recolhidas devem ser preservadas e estar disponíveis durante todas as fases de projecto.

3.2.3 Ensaios de campo

Os ensaios *in situ* são utilizados para avaliar as diversas propriedades dos solos e rochas, e são habitualmente realizados durante os trabalhos de reconhecimento. O ensaio de penetração dinâmico (SPT) é o mais utilizado, está vastamente divulgado e permite a recolha de amostras remexidas para análise visual e laboratorial. É um método económico e tem boa correlação com outras propriedades do solo. Neste ensaio, obtém-se o valor da resistência à cravação de uma ponteira normalizada, no solo, em termos do número de pancadas (N_{SPT}) para cravar 30 cm do amostrador.

De acordo com a NP EN 1997-1 (2010), os valores de N_{SPT} obtidos no campo, têm que ser corrigidos.

Para avaliar as propriedades do terreno, tais como a capacidade resistente, pode recorrer-se a outros ensaios de campo (EN1997-1 2010). Estes podem ser o penetrómetro estático de cone (CPT), ensaio de corte rotativo (FVT), ensaio do pressiómetro (PMT), ensaios com o dilatómetro (DMT), entre

outros (FHWA-IF-99-015 1999).

Existe, também, a possibilidade de realização de ensaios de campo geofísicos, para a caracterização do terreno. Estes podem ser realizados à superfície ou dentro dos furos previamente realizados. A título exemplificativo, podem citar-se os ensaios sísmicos entre furos (*cross-hole*), perfis de refração e reflexão sísmica e perfis de resistividade eléctrica (FHWA-IF-99-015 1999).

3.3 Especificações dos materiais construtivos

É importante, antes de qualquer processo construtivo, que todo o material utilizado cumpra as normas que estão em vigor no local de implementação, para que esta possa ser aprovada pela Fiscalização.

De seguida, serão apresentadas algumas especificações sobre os materiais utilizados no processo de construção de ancoragens, indicando-se os valores das normas aplicáveis.

3.3.1 Aço

Uma classe de aço é designada pelo valor característico da tensão limite de elasticidade à tracção (f_{sk}) e expressa em MPa. Estas classes de aço são normalizadas e definidas na prEN 10080 (2005).

Como foi referido anteriormente, a armadura da ancoragem pode ser constituída por aço pré-esforçado. Este poderá ser em forma de varão ou de cordão.

Nas ancoragens de cordões, os cordões são compostos por um conjunto de fios entrelaçados em hélice em torno de um eixo longitudinal. Apresentam, normalmente, uma secção de 130 mm², 140 mm² ou 150 mm². Correspondentes, respectivamente, a diâmetros de 12,7 mm, 15,3 mm e 15,7 mm. O valor característico de resistência à tensão (f_{tk}) deste tipo de aço varia entre os 1770 MPa e os 1860 MPa.

As ancoragens de varão são caracterizadas por um ou mais varões de aço, com diâmetros compreendidos entre os 26,5 mm e os 50 mm. Neste caso, o valor f_{tk} apresenta valores na ordem dos 550 MPa a 1230 MPa. Relativamente às armaduras anteriormente referidas, nota-se uma redução do valor característico de tensão à rotura. Neste caso, o comprimento máximo fabricado é 12 m, pelo que, caso seja necessário um comprimento maior, há a necessidade de colocação de uniões ou conectores, na zona de comprimento livre, para completar a extensão pretendida.

A escolha do tipo de armadura a utilizar está relacionada com os custos, nível de tensão admitida, condições de fabricação, transporte, aplicação, questões de tensionamento e de protecção contra a

corrosão (Coelho 1996).

As armaduras de pré-esforço devem ser caracterizadas pelo seu processo de fabrico, pela sua constituição e pelas suas propriedades mecânicas e de aderência (REBAP 1983).

No que se refere às propriedades mecânicas, torna-se necessário conhecer o diagrama de forças-deformações, para o que é em geral suficiente conhecer o módulo de elasticidade, as tensões convencionais de proporcionalidade a 0,01%, 0,1% e 0,2%, a tensão de rotura e a extensão uniforme; além disso, há que determinar a extensão após rotura e o comportamento em ensaios de dobragem alternada ou de torção simples. Outra propriedade mecânica, cujo conhecimento é importante, é a relaxação, sendo habitual distinguir entre aços de relaxação normal e aços de baixa relaxação.

Em alguns casos, há também que caracterizar as armaduras quanto à resistência à fadiga e quanto à sensibilidade à corrosão sob tensão.

3.3.1.1 Relaxação

Segundo Hanna (1982), a relaxação do aço pode ser definida como a perda de tensão após um período de tempo, quando uma armadura de aço é tensionada a uma determinada carga, em condições de comprimento e temperatura constantes.

A relaxação da armadura depende fundamentalmente do tipo de aço, da tensão inicial aplicada e da temperatura. Deve ser determinada por ensaios que permitam obter os valores necessários para o dimensionamento. Resumidamente, estes ensaios devem ser efectuados para tensões iniciais de 0,6, 0,7 e 0,8 da tensão de rotura e para a temperatura de 20°C.

A caracterização das armaduras de pré-esforço no que se refere à relaxação é frequentemente feita apenas pela indicação dos valores de relaxação até às 1000 h.

Quando haja necessidade de estimar valores de relaxação ao fim de um tempo t_2 , superior a 100 h, a partir de valores correspondentes a um tempo t_1 , não menor que 1000 h, pode recorrer-se à seguinte expressão:

$$\frac{\Delta\sigma p t_{1,r}}{\Delta\sigma p t_{2,r}} = \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^\beta \quad (\text{Eq. 3.1})$$

em que:

$\Delta\sigma p t_{1,r}$ - Perda de tensão ao fim do tempo t_1 ;

$\Delta\sigma_{pt_{2,r}}$ - Perda de tensão ao fim do tempo t_2 ;

β - Expoente cujo valor depende do tipo de aço (varia entre 0,15 e 0,25. Na insuficiência de dados é considerado como 0,20).

Para o cálculo da relaxação num tempo considerado infinito, recorre-se à Eq. 3.1, em que o tempo t_2 é dado pela expressão:

$$t_2 = 10^5 h \quad (\text{Eq. 3.2})$$

onde h é dado em horas (REBAP 1983).

De acordo com o REBAP, quando não existem valores resultantes de ensaios ou quando não é necessário muito rigor, podem admitir-se, caso a tensão inicial seja igual a 0,7 da tensão de rotura, os seguintes valores de relaxação a tempo infinito, expressos em percentagem da tensão inicial:

- Aços de relaxação normal: 15%;
- Aços de baixa relaxação: 6%.

De notar que a relaxação aumenta com o aumento da temperatura. De acordo com o REBAP, quando existem aplicações num local onde a temperatura seja bastante superior a 20°C, é conveniente a utilização de aços com baixo valor de relaxação.

3.3.1.2 Fluência da ancoragem

Para dimensionar uma ancoragem definitiva, a fluência é dos fenómenos físicos com mais importantes a ter em consideração.

Às deformações, experimentadas ao longo do tempo e com a carga constante, atribui-se o nome de fluência. Assim, define-se fluência como um fenómeno de deformação plástica, contínua, dos materiais quando submetidos durante longos períodos de tempo a tensões constantes, mesmo que os valores dessas tensões sejam inferiores aos limites de resistências dos materiais. No caso das ancoragens, a fluência traduz-se pelo movimento lento da selagem através do solo, sob carga constante, ao longo do tempo.

As perdas de carga por deformações do bolbo de selagem dependem do grau de compactidade/resistência do solo, do comprimento de selagem, da pressão de injeção, do recobrimento de terras na zona de selagem, dos valores de consumo de cimento e da forma como se processou a distribuição desse consumo ao longo do comprimento de selagem.

Este fenómeno pode progredir ao longo da vida útil da ancoragem, pelo que é fundamental a execução de ensaios específicos, na fase de construção, de forma a extrapolar o comportamento a longo prazo. A colocação de dispositivos de observação adequados também permite o conhecimento e controlo deste tipo de comportamento.

3.3.2 Caldas cimentícias

A escolha do tipo de calda a utilizar está, principalmente, relacionada com a agressividade do solo para com o cimento e da agressividade do cimento para com a armadura (Habib 1989).

No que respeita à agressividade do meio, este pode classificar-se como:

- Meio que não apresenta risco de agressividade;
- Meio que apresenta risco de agressividade.

Na segunda categoria apresentam-se terrenos que contenham elementos agressivos (produtos químicos, sulfatos naturais, entre outros) e terrenos que contenham águas com características agressivas.

De acordo com Habib (1989), para a escolha do tipo de cimento a utilizar nos trabalhos, no que se refere à agressividade do meio para com a armadura, pode recorrer-se:

- Para trabalhos em ambientes marinhos, os cimentos utilizados são classificados pela Copla (Commission Interministérielle Permanente des Liants Hydrauliques et des Adjuvants des Bétons, Mortiers et Coulis).

3.4 Pré-dimensionamento da ancoragem

3.4.1 Generalidades

No que se refere aos estudos, propriamente ditos, estes podem incluir em parte ou na totalidade os seguintes itens, de acordo com a FHWA/RD-82/047 (FHWA/RD-82/047 1982):

- A avaliação da viabilidade da ancoragem;
- Uma avaliação do risco (consequência da rotura);
- A selecção do tipo de ancoragem;
- Uma estimativa da capacidade de ancoragem;
- A determinação do comprimento livre e do comprimento total de ancoragem;

- A selecção do tipo de protecção contra a corrosão;
- A selecção do, ou dos, procedimentos de ensaios a utilizar nas ancoragens;
- Estabelecer, se necessário, a observação e monitorização da ancoragem.

De acordo com a EN1537 (1999), o projecto de estruturas ancoradas deve ser elaborado de forma a respeitar o exigido pelos Eurocódigos 1, 2, 4 e 7, dependendo do tipo de estrutura em causa. Para o projecto individual de ancoragens é necessário:

- Calcular o comprimento livre necessário, L_{tf} , (localização do bolbo de selagem);
- Verificar a resistência interna da ancoragem, R_i , (dimensionamento da armadura);
- Verificar a resistência externa da ancoragem, R_a , (dimensionamento do bolbo de selagem);
- Determinar a tracção de blocagem da ancoragem (projecto), P_0 ;
- Verificar a adequabilidade e a durabilidade da ancoragem (especificações construtivas).

3.4.2 Dimensionamento do comprimento livre

De acordo com a EN 1537 (1999) o comprimento livre de ancoragem é definido no projecto de execução da estrutura ancorada, não referindo recomendações no que respeita a distâncias mínimas a considerar na localização do bolbo de selagem da ancoragem.

Este comprimento livre da ancoragem depende da distância da ancoragem às superfícies, potenciais, de rotura. Mas segundo o PTI (1996) é recomendável um comprimento mínimo de 4,5 m para armaduras de cordão e 3 m para armaduras de barra.

O *South African Institution of Civil Engineers* recomenda um comprimento livre mínimo de 5 m. Estes valores têm como objectivo a redução de cargas significativas, que possam ser resultado da perda de apoio da ancoragem na transferência de carga para a estrutura após o ensaio da estrutura (COPAS 1989)*cit. por* (Carvalho 2009).

Segundo Carvalho (2009) os comprimentos livres de ancoragem, anteriormente referidos, podem ser susceptíveis de sofrer alterações, nomeadamente devido a:

- Necessidade de localizar o comprimento de selagem a distâncias mínimas relativamente às superfícies de rotura;
- A selagem não se deve localizar em zonas de contactos geológicos ou de descontinuidades no terreno;
- Localização do comprimento de selagem em terreno com condições adequadas;
- Localização da secção média da selagem, geralmente, a mais de 5,0 m abaixo da superfície

do terreno;

- O FHWA-IF-99-015 (1999) recomenda 4,5 m;
- As zonas de selagem devem localizar-se a uma distância de, pelo menos, 3,0 m das fundações existentes ou de serviços sensíveis, a menos que se justifique o contrário (esta restrição não se aplica ao comprimento livre);
- Assegurar a estabilidade global do sistema ancorado;
- Acomodar os movimentos de longo prazo.

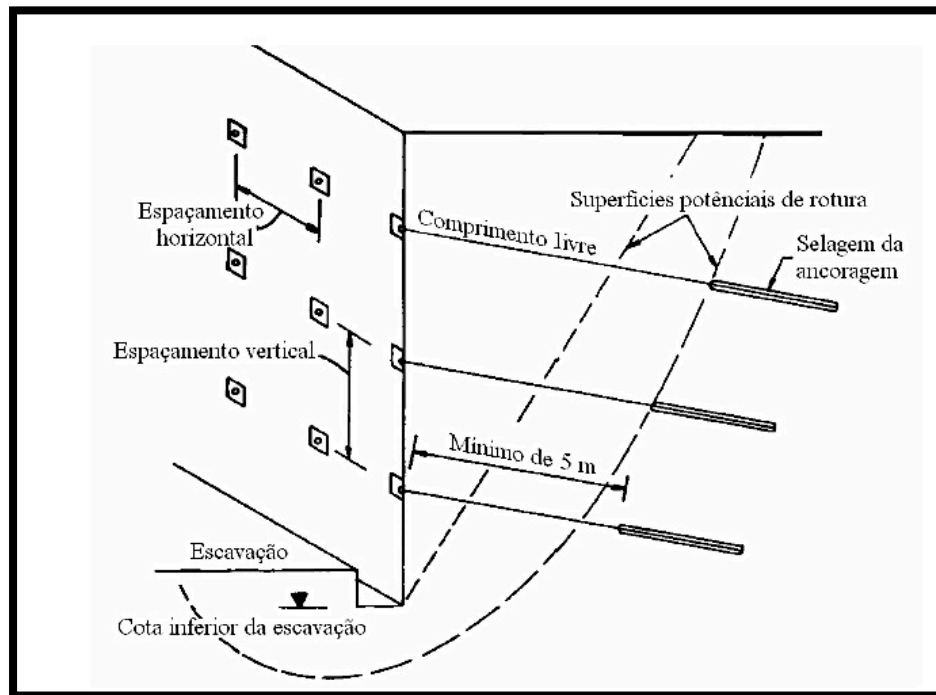


Figura 3.2 – Localização de ancoragens relativamente às superfícies de rotura (Carvalho 2009)

De acordo com o FHWA-IF-99-015 (1999), a extremidade anterior do comprimento livre deve ter uma distância mínima de $0,20 H$ ou distar 1,5 m da superfície de rotura, sendo H a altura do suporte, Figura 3.3. A distância de 1,5 m também é recomendada pelo PTI (1996).

Na maioria dos casos, o comprimento livre depende da localização da formação geológica que se seleccionou para selar a ancoragem. Mas de notar que a selagem deve ser realizada em terrenos competentes.

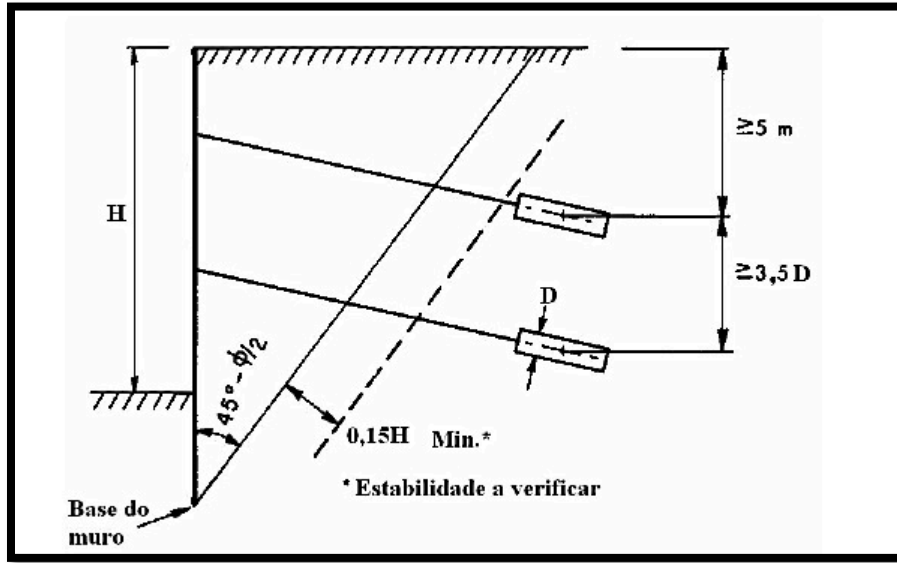


Figura 3.3 – Profundidade e espaçamento para ancoragens (Carvalho 2009). Adaptado de CFEM (2006)

3.4.3 Dimensionamento da armadura

As armaduras de aço de alta resistência, aço geralmente utilizado nas ancoragens, devem ser dimensionadas de acordo com o *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado* (REBAP 1983) e de acordo com o Eurocódigo 2 (EN1992-1-1 2004).

A resistência característica interna de uma ancoragem (R_{ik}), que é a capacidade resistente característica da armadura, considera:

$$R_{ik} = P_{tk} = A_t \times f_{tk} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

em que,

P_{tk} - carga característica de rotura da armadura de ancoragem;

A_t - área da secção transversal da armadura;

f_{tk} - resistência característica da armadura.

O valor máximo da tracção de blocagem (P_0), deve limitar-se pelo valor de $0,60P_{tk}$, isto é, $P_0 < 0,60P_{tk}$, onde P_{tk} é a carga característica da armadura, não devendo exceder os valores limites da carga de fluência ou da perda de carga. O valor de P_0 deve garantir que a carga da ancoragem (P), mobilizada durante a vida útil da estrutura não exceda, $0,65P_{tk}$, ou seja, $P < 0,65P_{tk}$. O factor de segurança relativo a P_{tk} é então de 1,67 (blocagem) e 1,54 (vida útil).

3.4.4 Dimensionamento do bolbo de selagem

Neste caso concreto é útil a análise dos estados limites últimos. De acordo com o Eurocódigo 7 (EN1997-1 2010) e a EN 1537(EN1537 1999), quando se considera o estado limite correspondente à rotura ou à deformação excessiva de uma ancoragem deve verificar-se que:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 3.4})$$

em que:

E_d – valor de cálculo do efeito de acções;

R_d – valor de cálculo da capacidade resistente de dimensionamento da ancoragem.

O valor da capacidade resistente de dimensionamento R_d dependerá da forma de aplicação da carga na ancoragem, para o estado limite em análise. Em ancoragens sujeitas apenas a tracções R_d calcula-se:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

em que:

R_k – valor característico da capacidade resistente ao arrancamento da ancoragem, correspondente ao menor valor da resistência interna ou externa;

γ_r – coeficiente parcial para a capacidade resistente da ancoragem.

Assim o valor de γ_r a adoptar para o dimensionamento de todas as ancoragens deve ser:

$$\gamma_r \geq 1,35 \quad (\text{Eq. 3.6})$$

O coeficiente acima referido tem em conta a variação das propriedades no terreno, nas dimensões e elementos que compõem a ancoragem.

Se a ancoragem estiver sujeita a tracções, corte e flexão o valor de cálculo da capacidade resistente é dado por:

$$R_d = \gamma_q P_0 \quad (\text{Eq. 3.7})$$

γ_q é um coeficiente parcial para uma acção variável que contempla:

- A alteração de carga da ancoragem durante o tempo entre a blocagem e a ocorrência do estado limite considerado;
- a verificação da relaxação da armadura;
- fluência da selagem;
- deslocamentos da estrutura na zona da cabeça de ancoragem.

Para este coeficiente são recomendados os seguintes valores:

$$0,8 \leq \gamma_q \leq 1,1 \quad (\text{Eq. 3.8})$$

De notar que o objectivo do dimensionamento de uma ancoragem é garantir a capacidade resistente à rotura das cabeças de ancoragem e das interfaces calda-armadura, com grandezas superiores ou iguais a P_{tk} .

A capacidade resistente ao arrancamento de uma ancoragem (resistência externa - R_a) corresponde ao valor da resistência de rotura na interface calda-terreno do bolbo. Atribui-se a R_a o valor de carga a partir da qual se verificam deslocamentos contínuos na selagem e, decorrido um intervalo de tempo, ocorre o arrancamento da selagem.

O valor característico da resistência externa (R_{ak}) obtém-se através dos valores de R_a avaliados a partir de ensaios de carga. Adopta-se uma resistência característica externa com valor maior ou igual ao da resistência característica interna, R_{ik} , das ancoragens para evitar roturas frágeis das ancoragens.

A resistência interna, mencionada, deve ser obtida através de resultados de ensaios prévios ou de adequabilidade.

É de salientar que, quando se está numa fase de ante-projecto, o dimensionamento pode ser efectuado através de resultados de ensaios de prospecção geotécnicos ou a partir de experiências em terrenos com características e condições semelhantes.

Acima mencionaram-se métodos de dimensionamento com base em estados limites últimos. Mas, é de notar que, um pouco por toda a parte, existem normas e recomendações para o dimensionamento do bolbo de ancoragens, entre estas referem-se:

- A norma do Reino Unido (BS8081 1989);
- A recomendação da Federation International de la Precontrainte (FIP 1996b);
- A recomendação do Post Tension Institute (PTI 1996)
- A norma Suiça (SIA 1996);
- A norma brasileira (NBR5629 1996);

— A norma da África do Sul (COPAS 1989).

As recomendações francesas, segundo Habib (1989), referem um valor de carga limite R_k . Este valor corresponde à tracção limite individual de cada ancoragem, e assume o menor dos valores da rotura da armadura da ancoragem ou da selagem.

Ainda, segundo o mesmo autor, com dados retirados de ensaios em ancoragens foi possível recolher indicações para as características de resistência e, assim, propor métodos empíricos para o dimensionamento com vários graus de complexidade.

Apresentam-se, de seguida, métodos empíricos propostos por alguns autores.

Método de Ostermayer-Scheele

Com esta solução empírica, Figura 3.4, é possível fazer uma correlação directa, para determinados tipos de solos, entre o comprimento de selagem (L_s) e o limite de resistência lateral (R_k) desenvolvido na superfície de contacto calda-terreno ao longo do comprimento de selagem (Habib 1989).

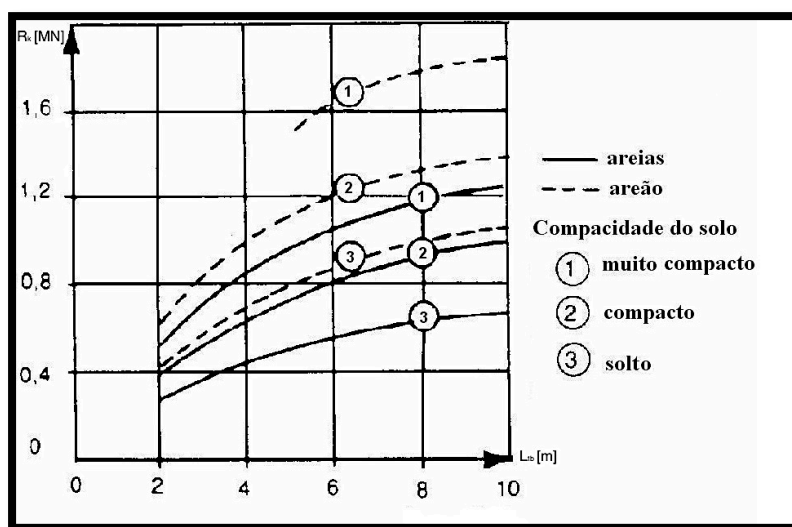


Figura 3.4 –Limites para a capacidade resistente ao arrancamento em ancoragens seladas em areias e cascalho.
Adaptado de Habib (1989)

Método de Bustamante e Doix (1985)

Segundo estes autores, o comprimento de selagem (L_s) é determinado através da fórmula para o cálculo da capacidade resistente limite (R_k):

$$R_K = \tau_M \times \pi \times D_s \times L_s \quad (\text{Eq. 3.9})$$

onde:

τ_M – resistência lateral unitária;

D_s – diâmetro médio do bolbo de selagem;

L_s – comprimento do bolbo de selagem da ancoragem.

O valor do parâmetro D_s varia consoante o diâmetro do furo (D_d), do tipo de solo e da técnica de injeção utilizada e, é dado por:

$$D_s = \alpha \times D_d \quad (\text{Eq. 3.10})$$

onde:

α - Coeficiente de majoração, dependendo das condições de injeção.

O valor do coeficiente α , que normalmente é um factor majorante (Bustamante and Doix 1985), é dado pelos valores da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores para o coeficiente de majoração α , em função do tipo de injeção e da natureza do solo (Bustamante and Doix 1985)

Tipo de terreno	Coeficiente α		Volume mínimo de calda a injectar ao longo da selagem (V_i^1)
	IRS ²	IGU ³	
Seixo	1,8	1,3 a 1,4	1,5 V_s^4
Seixo arenoso	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4	1,5 V_s
Areia com seixo	1,5 a 1,6	1,2 a 1,3	1,5 V_s
Areia	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 V_s
Areia siltosa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	(1,5 a 2,0) V_s para IRS e 1,5 V_s para IGU
Silte	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2	2,0 V_s para IRS e 1,5 V_s para IGU
Argila	1,8 a 2,0	1,2	(2,5 a 3,) V_s para IRS e (1,5 a 2,0) V_s para IGU
Marga ou calcário margoso	1,8	1,1 a 1,2	(1,5 a 2,0) V_s para formações compactas
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1	(1,1 a 1,5) V_s para formações ligeiramente fissuradas e 2,0 V_s ou mais para formações fracturadas

Os valores para o coeficiente α foram estabelecidos com base numa dosagem de calda de cimento efectuada através da relação água/cimento entre 0,40 e 0,65.

¹ Volume a injectar

⁴ Sistema de injeção repetitiva e selectiva, com recurso a obturador duplo com válvulas anti-retorno.

³ Injeção global unitária.

⁴ Volume teórico estimado

A Tabela 3.1 é referente ao método de Bustamante e este, segundo Coelho (1996), foi aferido com numerosos ensaios de verdadeira grandeza realizados em trabalhos sistemáticos do Laboratório Central de Pontes e Estradas (LCPE), de Paris. Este método baseia-se em que, para determinados tipos de solos, a resistência da ancoragem depende de diversos factores:

- O modo de amarração e a técnica de injeção de calda;
- O número de repetições de injeção e as quantidades totais de calda injectada (V_i);
- As pressões efectivas de injeção (P_i);
- Os caudais de injeção;
- A natureza da calda.

Para os valores de atrito lateral unitário (q_s) Habib (Habib 1989) menciona, para solos argilosos, o método empírico de Ostermayer :

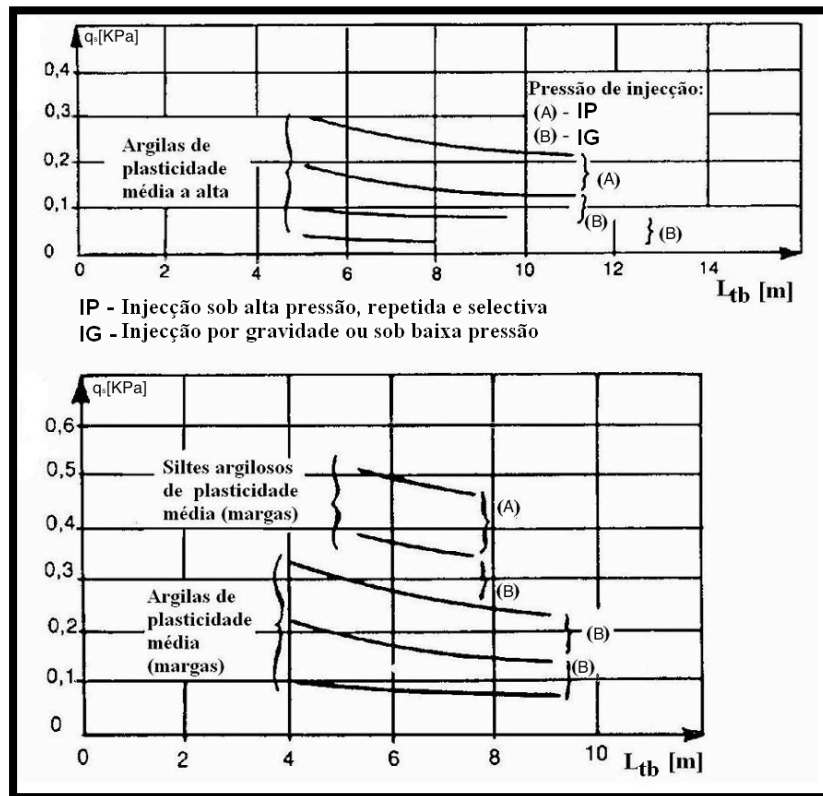


Figura 3.5 – Limite da resistência lateral unitária para ancoragens seladas em solos argilosos. Adaptado de Habib (Habib 1989)

Ao passo que, para o mesmo parâmetro (q_s), Bustamante e Doix (1985) propõem os seguintes ábacos em função do tipo de terreno, onde serão executadas as ancoragens:

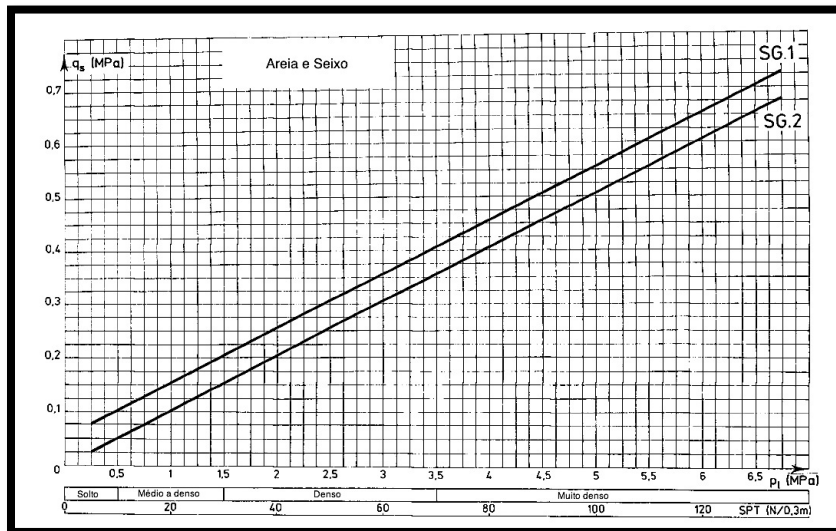


Figura 3.6 – Ábaco para a determinação do atrito lateral (q_s), em areia e seixo, em função de N_{SPT} e da pressão de injeção p_i . Adaptado de Bustamante e Doix (Bustamante and Doix 1985)

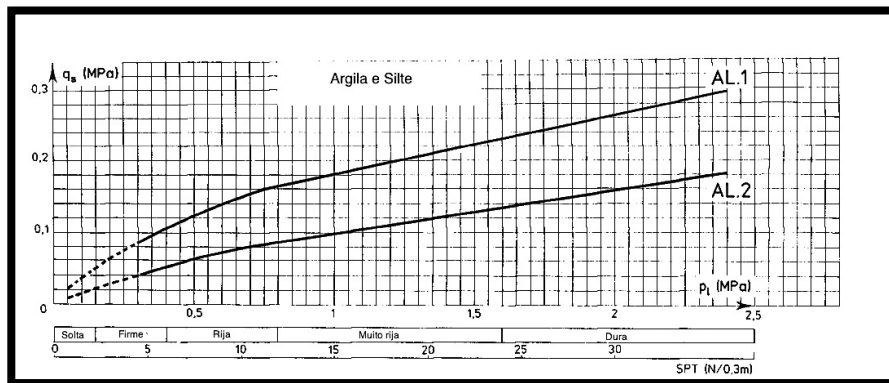


Figura 3.7 – Ábaco para a determinação do atrito lateral (q_s), em argila e solte, em função de N_{SPT} e da pressão de injeção p_i . Adaptado de Bustamante e Doix (1985)

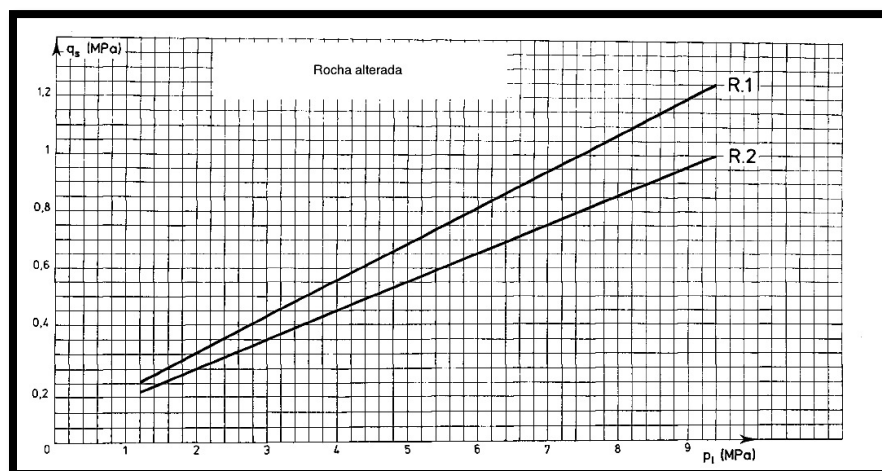


Figura 3.8 - Ábaco para a determinação do atrito lateral (q_s), em rocha alterada, em função de N_{SPT} e da pressão de injeção p_i . Adaptado de Bustamante e Doix (1985)

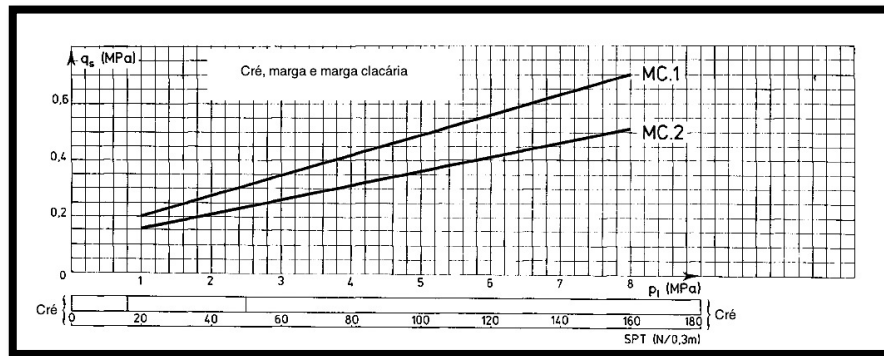


Figura 3.9 - Ábaco para a determinação do atrito lateral (q_s), em cré, marga e marga calcária, em função de N_{SPT} e da pressão de injeção p_i . Adaptado de Bustamante e Doix (1985)

A escolha do ábaco para o cálculo de q_s é feita através do modo como é injectada a calda, isto é, para a Figura 3.6 a recta SG1 corresponde ao tipo de injeção IRS, e a recta SG2 à injeção IGU. Para a Figura 3.7, a recta AL1 corresponde à injeção do tipo IRS e a recta AL2 corresponde à injeção do tipo IGU. A recta MC1, da corresponde à injeção IRS e a recta MC2 à injeção IGU. E, por ultimo, a recta R1, corresponde à injeção IRS e a recta R2 corresponde à injeção IGU.

Quando a ancoragem é executada em meio estratificado, Figura 3.10.

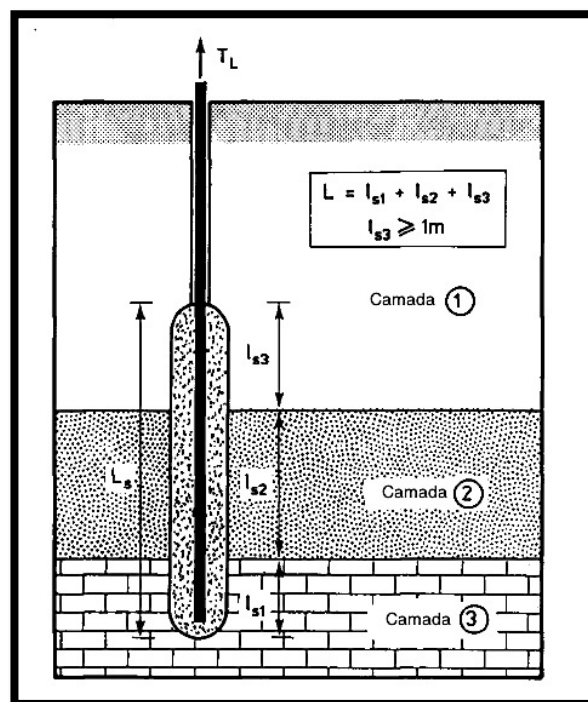


Figura 3.10 - Representação esquemática de uma ancoragem em meio estratificado. Adaptado de Bustamante e Doix (1985)

A sua tenção limite (T_L) é dada por

$$T_L = \sum_i^n \pi D_{si} q_{si} l_{si} , 1 \leq i \leq n \quad (\text{Eq. 3.11})$$

onde

T_L – Tensão limite;

D_{si} – diâmetro do bolbo na camada i ;

q_{si} – atrito lateral unitário na camada i ;

l_{si} – comprimento de selagem na camada i ;

n - número de camadas do meio.

3.5 Definição da inclinação e espaçamento entre ancoragens

A definição do espaçamento e da inclinação entre ancoragens depende de factores como:

- Acesso ao local (restrição em termos de material pesado para a furação);
- Sequência construtiva;
- Número adequado de ancoragens;
- Carga aplicada na ancoragem.

Inclinação

As ancoragens são, em geral, inclinadas para facilitar a furação, a instalação da armadura e a injeção da calda cimentícia (Xanthakos 1991). Para além do mais, as ancoragens devem ser inclinadas de modo a evitar fundações adjacentes e estruturas no subsolo, ou ainda, para atingir, mais facilmente, terreno competente. Alternativamente, variações na inclinação, são escolhidas para alcançar a separação entre zonas de selagem contíguas.

Segundo Xanthakos (1991), um ângulo de 15° com a horizontal é considerado, por muitos empreiteiros, o ângulo mínimo de inclinação praticável que pode acomodar devidamente os procedimentos de injeção. Pequenas inclinações implicam geralmente pouca profundidade, originando falta de carga na zona de selagem, limitando a capacidade da ancoragem, como se pode verificar pela Figura 3.11.

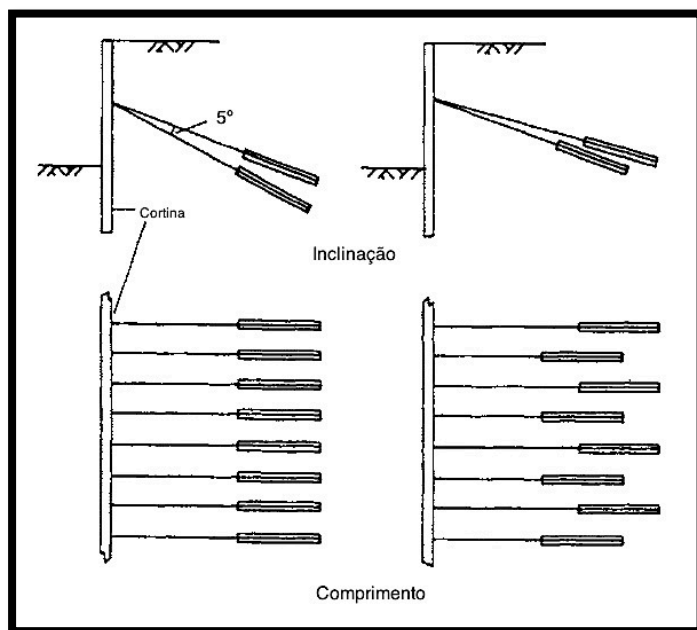


Figura 3.11 – Variação da inclinação e comprimento entre ancoragens sucessivas. Adaptado de Habib (1989)

As ancoragens podem ser instaladas num ângulo que varia entre 15° a 30° . Mas quando a ancoragem é instalada a grandes profundidades, normalmente maiores que 10 m, opta-se por um ângulo de instalação maior, normalmente 45° (Xanthakos 1991).

Ainda e de acordo com o Eurocódigo 7 (EN1997-1 2010) a direcção da armadura deve ser tal que as deformações devidas a mecanismos potenciais de rotura produzam aumento da tracção.

Espaçamento

Segundo o Eurocódigo 7 (EN1997-1 2010) o efeito dos sistemas de ancoragens depende do comprimento livre das armaduras, deste modo deve ser tido em consideração que:

- A força na ancoragem deve actuar no terreno a uma distância considerada suficiente do volume de terreno a ser suportado, de modo a que a estabilidade desse volume não seja afectada;
- A força na ancoragem deve actuar no terreno a uma distância suficiente de fundações existentes, de modo a evitar que estas sofram efeitos adversos;
- Deve evitar-se interações adversas entre o comprimento de selagem de ancoragens contíguas.

Deste modo, o espaçamento entre ancoragens deverá ser maior que 1,5 m (EN1997-1 2010).

Dependendo do tipo de estrutura e, devido à continuidade desta, seja esta continuidade horizontal ou vertical, estas apresentam características físicas e estruturais distintas. Existem estruturas de suporte

consideradas contínuas, ou estruturas compostas por painéis verticais, ou horizontais, que apresentam juntas abertas sendo, por isso, consideradas descontínuas. Neste caso, o espaçamento deverá ser tal que permita acomodar a configuração modular de cada painel.

O espaçamento pode, também, ser ditado pelo desvio no alinhamento do furo ou pela possível interferência entre zonas de selagem, principalmente devido às pressões de injeção.

Se no projecto forem consideradas colocações de ancoragens muito próximas, onde possa ocorrer sobreposição de tensões, pode optar-se pela utilização de diferentes comprimentos de ancoragem, para que essa sobreposição seja evitada.

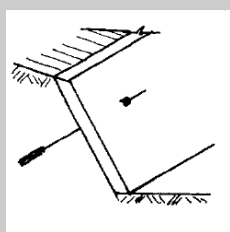
Os locais, acima referidos, podem ser determinados após se ter a certeza qual o tamanho a dar ao comprimento da ancoragem, determinada a tolerância do desvio do furo e, após ser determinado o diâmetro da zona de selagem.

Segundo Xanthakos (1991), a zona de tensão pode assumir-se como três vezes o raio da zona de selagem.

Neste contexto, e tendo em conta possíveis desvios na furação, o espaçamento que deverá ser seleccionado para separar os bolbos de selagem será 2 a 3 metros, tanto espaçamento vertical como horizontal (Xanthakos 1991).

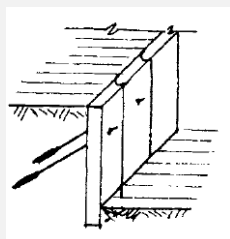
Na Tabela 3.2, pode encontrar-se, resumidamente, esta informação.

Tabela 3.2 - Diferentes tipos de estruturas de suporte e as suas características físicas. Adaptado de Xanthakos (Xanthakos 1991)



Muro de suporte ancorado

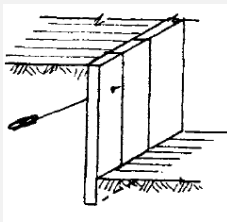
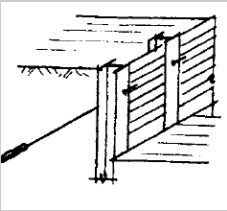
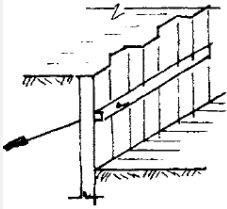
Construção em betão armado. Estrutura contínua de espessura variável (0,3 a 0,6m). Sem restrições em termos de espaçamento entre ancoragens, carga ou inclinação.



Paredes moldadas

Construção em betão armado, no local. Estrutura descontínua, em painéis de espessura que pode variar entre 0,6m a superiores. Normalmente duas ancoragens por linha horizontal e por painel. Sem restrição em relação a espaçamento entre ancoragens, carga ou inclinação.

Tabela 3.2 - Diferentes tipos de estruturas de suporte e as suas características físicas (cont.). Adaptado de Xanthakos (Xanthakos 1991)

	<p>Paredes pré-moldadas</p> <p>Painéis previamente moldados, em betão armado, com espessura entre 0,46 a 0,61m. Estrutura descontínua, normalmente duas ancoragens por linha horizontal e por painel. Sem restrições em relação ao espaçamento entre ancoragens, carga ou inclinação.</p>
	<p>Contenção tipo "Berlim"</p> <p>Vigas em aço colocadas à percussão, no terreno, ou ocasionalmente em furos de sondagem. Estrutura relativamente flexível. Tem capacidade limitada e restrita no que respeita a carregamentos verticais. Espaçamento entre ancoragens de 2,44 a 3,05m.</p>
	<p>Contenção tipo "Paris"</p> <p>Estruturas restritas a solos moles e adequadas ao controlo da água no terreno. Muito flexível. Tem capacidade limitada nos carregamentos verticais, restringindo a capacidade e a inclinação das ancoragens. É necessária uma viga para cada linha horizontal de ancoragens, não havendo restrições de espaçamento.</p>

3.6 Carga de blocagem e perdas de pré-esforço

A carga de blocagem é definida como sendo a força transferida à ancoragem imediatamente após a conclusão da operação de tensionamento. Assim, esta considera-se como sendo a força transmitida à ancoragem pelo macaco hidráulico, antes da existência de quaisquer perdas.

A determinação do valor de blocagem (P_0) deverá garantir que a força (P) – força, ao longo da vida útil da ancoragem – se encontre abaixo do limite da equação (EN1537 1999):

$$P \leq 0,65P_{tk} \quad (\text{Eq. 3.12})$$

e, a força de blocagem deverá garantir que:

$$P_0 \leq 0,60P_{tk} \quad (\text{Eq. 3.13})$$

3.7 Mecanismos de rotura

3.7.1 Generalidades

O conceito de um sistema de suporte ancorado, é criar estabilidade de modo a que esse sistema

resista à rotura. Deste modo, o dimensionamento do sistema, deve considerar a mobilização de resistências em resposta às cargas a ele aplicadas.

A magnitude das forças actuantes no sistema, para que este se mantenha em equilíbrio, dependem das acções causadas pelos terrenos, água, e cargas externas. As ancoragens podem providenciar as forças estabilizadoras requeridas, transmitindo os esforços que actuam sobre o sistema, aos terrenos, a uma distância, considerada suficiente, das zonas de cunhas activas, como ilustra a Figura 3.12.

3.7.2 Estados limites

O estado limite último define-se como um estado para além do qual a estrutura deixa de satisfazer as exigências de projecto (EN1994-1-1 2004). Estes podem, ainda, ser classificados como:

- Estados limites últimos (associados ao colapso, ou a formas de ruína estrutural que ponham em perigo a segurança de pessoas);
- Estados limites de utilização (estados para além dos quais as condições de utilização especificadas deixam de ser satisfeitas).

A EN 1537 (1999) apresenta, no Anexo D, recomendações para o dimensionamento de ancoragens em terrenos associados a estruturas. Mais ainda, refere que o projecto estruturas deve estar conforme o disposto nas normas ENV 1991 – 1 – 1: Eurocódigo 1 parte 1 – 1 e ENV 1997 – 1: Eurocódigo 7 parte 1 – 1.

Como o dimensionamento deste tipo de estrutura se realiza, na maioria dos casos, pela análise de condições correspondentes a situações de colapso, aplicando um determinado valor para o coeficiente de segurança, isto é, para situações correspondentes a equilíbrio limite, deve, então, analisar-se quais os estados:

- Rotura da ancoragem sob tensão;
- Rotura estrutural da ancoragem devida às acções de corte, distorção da cabeça de ancoragem ou corrosão;
- Perda de carga devida a deslocamentos excessivos na cabeça de ancoragem por fluência ou relaxação;
- Rotura ou deformação excessiva da estrutura resultante das cargas transmitidas pela ancoragem.

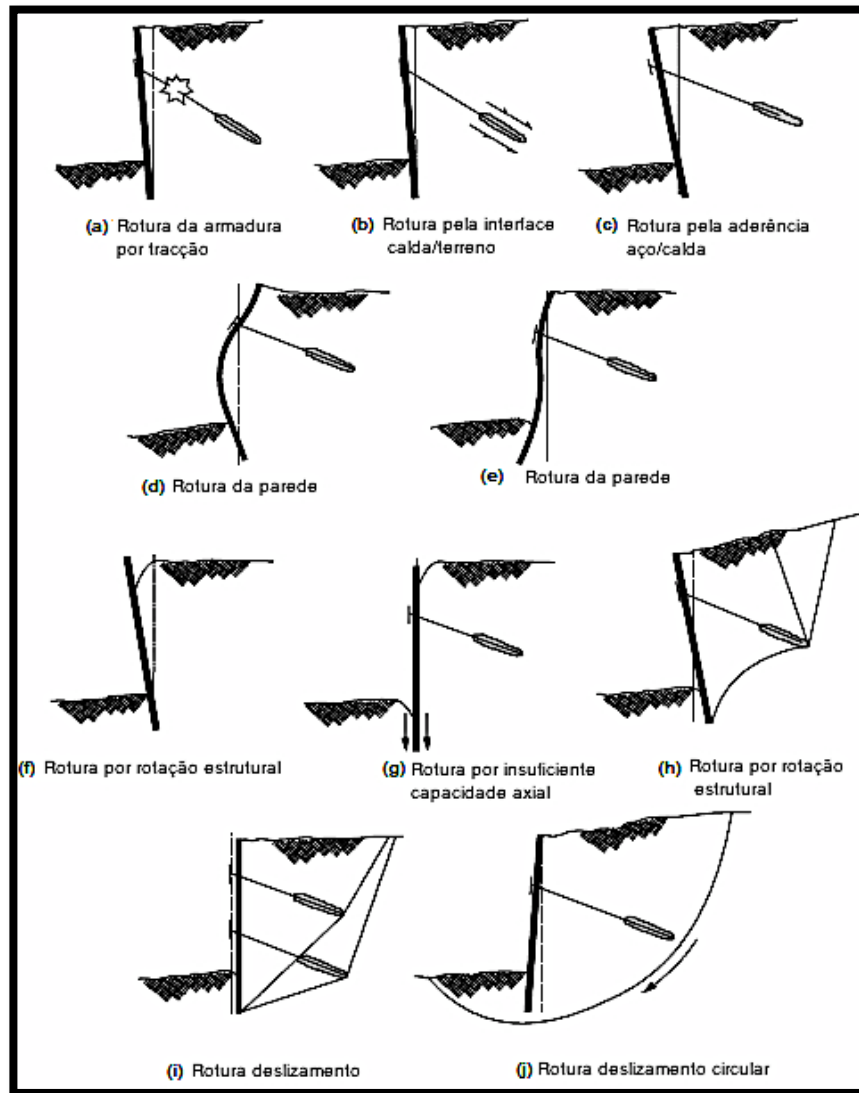


Figura 3.12 - Esquemas tipo de rotura em ancoragens. Adaptado de FHWA-IF-99-015 (1999)

Na verificação das ancoragens em relação aos seus estados limite deverão ser analisados os modos de rotura, que de acordo com as normas NP EN 1997-1 (2010) e EN 1537 (1999) e representadas na figura acima apresentada (Figura 3.12).

O comprimento de selagem, de uma ancoragem, deve estender-se nos terrenos de modo a interceptar quaisquer potenciais superfícies de rotura, como exemplificado na Figura 3.13, (FHWA-IF-99-015 1999).

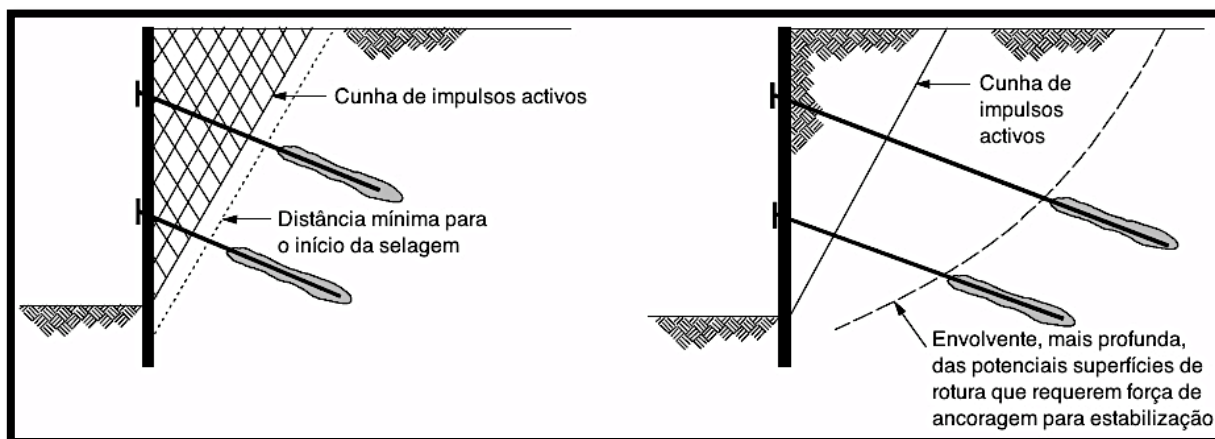


Figura 3.13 - Localização dos bolbos de selagem face à distância da superfície potencial de rotura. Adaptado de FHWA-IF-99-015 (1999)

3.7.3 Rotura pela armadura da ancoragem

À medida que a ancoragem vai sendo carregada, a sua armadura é traccionada. Se a carga aplicada for maior do que a capacidade estrutural da armadura, a sua rotura torna-se inevitável. Deste modo, um coeficiente de segurança deverá ser aplicado e, de acordo com o REBAP (1983), o valor máximo de pré-esforço a aplicar não deverá exceder $0,75 f_{tk}$, valor característico da tensão de rotura.

3.7.4 Rotura global pelo terreno

A rotura pelos terrenos é resultante do carregamento das ancoragens, não é devido a forças externas, como deslizamentos, que potencialmente induzam carregamentos estáticos das ancoragens (FHWA-IF-99-015 1999).

Para ancoragens em solo mais superficiais, a rotura, é caracterizada pelo levantamento de uma massa de solo, na parte frontal da zona de selagem, seguido pelo arrancamento da mesma. Desenvolve-se uma superfície de corte, na massa de solo na zona frontal da ancoragem, como aumento das tensões causam uma mobilização completa de resistência, na zona de selagem.

Para ancoragens em rocha, o plano provável de rotura, para uma ancoragem superficial em rocha sã, dá-se ao longo de um cone gerado ângulo de aproximadamente 45° . Em rochas estratificadas ou fracturadas, a forma e tamanho do cone gerado, com a distribuição da estratificação e os seus planos de clivagem. Mesmo em rochas fracturadas, a rotura raramente ocorre em ancoragens fundadas a mais de 4,5 m de profundidade (FHWA-IF-99-015 1999).

3.7.5 Rotura pela interface calda-terreno

Segundo a FHWA-IF-99-015 (1999), as ancoragens mobilizam resistência lateral entre a selagem e o terreno envolvente. Geralmente, a ligação calda-terreno, depende da tensão normal actuante no bolbo de selagem, da adesão e do atrito mobilizado entre o terreno e a calda.

Em ancoragens, cuja forma do bolbo de selagem seja em sino, podem também desenvolver resistência devido à secção alargada este formato (FHWA-IF-99-015 1999).

De um modo geral, a interface calda-terreno é mobilizada progressivamente, à medida que as tensões são transferidas ao longo da zona de selagem. Inicialmente, à medida que a ancoragem é carregada, a porção do bolbo de selagem mais próxima do ponto de aplicação carga, alonga e transfere a carga para o terreno. Do mesmo modo, a resistência no ponto mencionado é mobilizada e as tensões são transferidas para zonas mais profundas do bolbo. Durante este processo, a armadura continua a alongar de modo a mobilizar zonas mais profundas do bolbo. Uma vez transferidas as tensões para a zona final do bolbo, e o estado limite pela interface calda-terreno é ultrapassado, ocorre rotura (FHWA-IF-99-015 1999).

3.7.6 Rotura pela interface calda-armadura

De acordo com a FHWA-IF-99-015 (1999), este tipo de rotura envolve três componentes: adesão, atrito e a ligação mecânica entre a armadura e a calda.

No caso interface calda-armadura, a rotura ocorre após a resistência máxima desta interface ter sido mobilizada, na totalidade, na zona de selagem. Após a rotura, a armadura só oferecerá resistência por atrito para alongamento adicional (FHWA-IF-99-015 1999).

A aderência entre a calda e a armadura depende da resistência ao corte da calda, sendo a ocorrência de movimentos na armadura durante o tensionamento devido à mobilização de tensões tangenciais entre a calda e a armadura, como anteriormente referido.

4

Execução de ancoragens

4.1 Considerações gerais

Neste capítulo serão descritas, em pormenor, todas as etapas construtivas das ancoragens. Desde a furação, preparação das ancoragens para os ensaios de carga e blocagem das mesmas.

No subcapítulo 4.2 descrever-se-á o faseamento construtivo e a instalação das ancoragens. Nesta fase é importante focar a importância de determinadas etapas, tais como a furação, visto ser o meio de prospecção, onde se tem um reconhecimento directo das condições do terreno. Existem diversos métodos para executar esta tarefa que serão, também focados neste subcapítulo. A injeção e selagem das ancoragens será, ainda abordada.

Será discutida a necessidade, ou não, de reinjecções de calda e, por último, introduzir-se-á a temática do tensionamento, uma vez que este assunto será posteriormente abordado.

No subcapítulo 4.3 serão descritos os métodos de protecção anti-corrosão, visto que sem este elemento, a segurança da ancoragem pode ficar comprometida.

4.2 Faseamento construtivo e instalação

4.2.1 Furação

Para que a ancoragem cumpra a sua função, o processo de furação é fundamental ao seu desempenho. Este, também é influenciado pelas pressões hidrostáticas presentes no terreno, devido à existência de níveis freáticos ou de água confinada. As condições geológico-geotécnicas influenciam características do terreno como a resistência e a deformabilidade. Por isso, é necessária a escolha de um método de furação adequado às condições que se podem encontrar *in situ*.

A maioria dos furos utilizados para acomodar as ancoragens são inclinados, mas a direcção pode variar.

O método de furação é escolhido de acordo com os seguintes factores:

- Tipo de solo a ser furado e o sistema de ancoragem a ser utilizado;
- As dimensões do furo, a sua inclinação e a forma a dar ao local onde ficará situado o bolbo

de ancoragem;

- O local de acesso;
- As tolerâncias do furo de ancoragem no que respeita às dimensões e localização.



Figura 4.1 – Máquina de furação utilizada em obra (arquivo pessoal)

Dos factores acima mencionados, o que maioritariamente influencia a escolha do equipamento de furação está relacionado com a constituição do local a furar, ou seja, depende se a furação é feita em solo ou rocha. Em rocha, os métodos mais utilizados são a furação à rotação, percussão ou rotopercussão. Para a furação em solo pode utilizar-se equipamento de rotação contínua. Em ambos os casos, a furação é destrutiva. Apresenta-se um resumo destas técnicas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Processos de furação mais utilizados para a execução de ancoragens (Ferreira 2004)

Método de furação		Ferramenta associada
Rotação		Trados
		Trialetes
Rotopercussão	Sem revestimento	Martelo de fundo de furo
	Com revestimento	Martelo de fundo do furo – sistema Rota Odex
		Martelo de superfície – sistema OD
		Martelos de superfície e fundo de furo – DEPS
		Tratos e martelos de superfície

De acordo com a norma EN 1537 (1999) devem satisfazer-se os seguintes requisitos, durante a furação:

- O eixo de furação deverá ser implantado com uma tolerância radial máxima de 75 mm;
- O furo poderá ter, no máximo, 2º de desvio em relação ao inicialmente projectado;
- A verificação dos desvios deverá ser efectuada após os dois primeiros metros de escavação.

Descrevem-se, de seguida, mais pormenorizadamente os tipos de furação, aos quais se pode recorrer.

4.2.1.1 Trados

Este é um método considerado destrutivo e é aplicada essencialmente a solos, podendo ser estendida a maciços constituídos por rochas brandas ou maciços muito alterados.

A perfuração é executada através da acção rotativa, transmitida pela cabeça de rotação do equipamento, ao conjunto constituído pelos trados e pela ponteira. A progressão da furação faz-se através da colocação de novos troços de trados até ser atingida a profundidade pretendida.

Neste tipo de furação não há necessidade de se recorrer a um fluído de circulação para a limpeza do furo, pois a forma helicoidal dos trados promove a subida do material desde o fundo do furo até à superfície, mantendo-o limpo.

4.2.1.2 Rotação com trialetes

À semelhança do método anterior, também este é à rotação e destrutivo. Esta técnica é aplicada em solos com componente argilosa, podendo aplicar-se também em rochas brandas ou maciços muito alterados e fracturados.

A perfuração é executada por acção rotativa, transmitida pela cabeça de rotação do equipamento ao conjunto constituído pelas varas e pelo trialetes, à medida que esta vai progredindo são colocados novos troços de varas até se atingir o comprimento pretendido.

Neste caso, a limpeza do furo e o arrefecimento são efectuados através de ar comprimido.

4.2.1.3 Rotopercussão, sem revestimento, com martelo de fundo de furo

A furação que recorre à ferramenta de martelo de fundo de furo é utilizada para a execução de furos em maciços de características rochosas. Constitui um método de furação à rotopercussão, através da execução de furos destrutivos.



Figura 4.2 - Exemplo de martelo de fundo de furo com *bits* (Rodopar 2010)

A perfuração com esta ferramenta combina rotação, transmitida pela cabeça de rotação do equipamento, com a percussão, transmitida pelo martelo e pelo *bit* através da acção do ar comprimido, Figura 4.2. sendo a ligação entre a cabeça do equipamento e o martelo feita com varas de comprimento variável. O ar comprimido faz accionar o martelo, de forma a transmitir a energia de impacto ao “bit”, promovendo simultaneamente o seu arrefecimento e a limpeza e remoção de detritos de furação para a superfície.

4.2.1.4 Rotopercussão, com revestimento, com martelo de fundo de furo

O sistema de perfuração roto-percussivo com revestimento simultâneo (RotaOdex), Figura 4.3, é um sistema, à semelhança do anterior destrutivo, utilizado em terrenos heterogêneos, onde coexistem solos soltos e pouco consistentes com obstáculos de elevada rigidez, como blocos isolados de rocha.

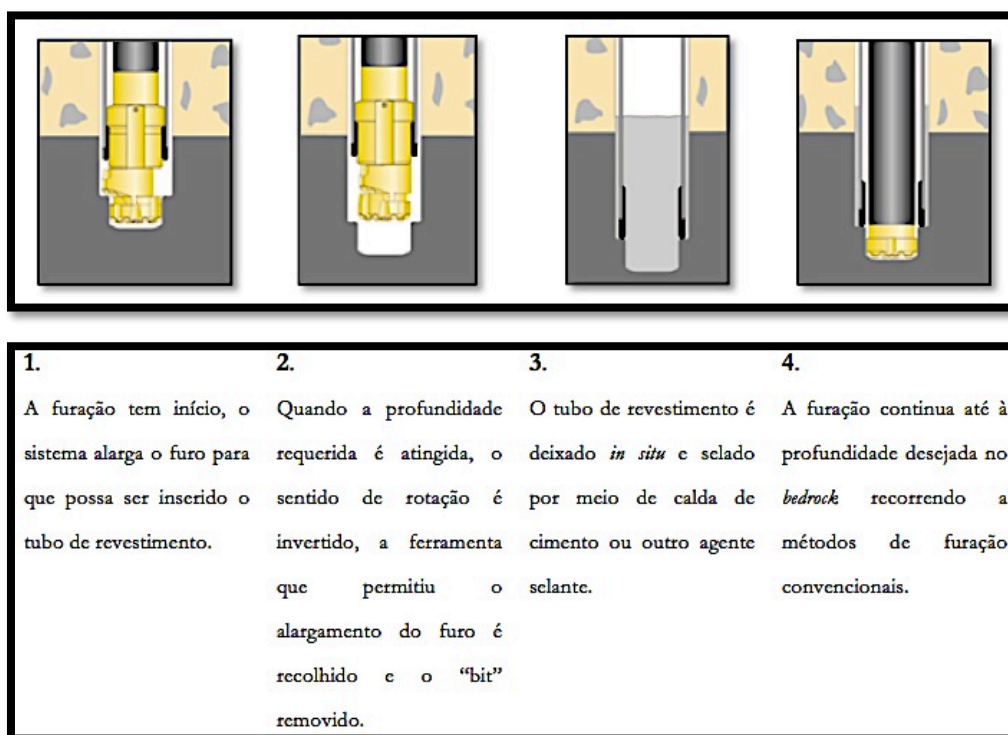


Figura 4.3 - Processo de furação RotaOdex (Drilling 2009)

Neste tipo de solo torna-se difícil manter a integridade do furo e, por este motivo se recorrer ao revestimento do mesmo.

4.2.1.5 Rotopercussão, com revestimento e com martelo de superfície

Usualmente designada por OD, combina simultaneamente a acção rotativa com a percussiva, constituindo um método de furação destrutiva, à semelhança dos processos anteriores. É aplicada na presença de solos com muito fracas características de resistência, em que a integridade do furo é difícil de preservar sem o recurso ao respectivo revestimento.

4.2.1.6 Rotopercussão, com revestimento através de martelo de superfície e fundo de furo

Este tipo de furação, designada Dual Energy Percussion System (DEPS), combina simultaneamente a acção de um martelo de superfície e de um martelo de fundo de furo, induzindo maior rendimento nesta operação. É utilizado na presença de solos com fracas a médias características de resistência, em que a integridade do furo é difícil de preservar sem o recurso a revestimento apropriado.

4.2.1.7 Rotopercussão, com revestimento e recurso a trado

A furação com revestimento e recurso a trado deve utilizar-se quando não é desejável transmitir qualquer perturbação ao maciço onde serão executadas as ancoragens.

O equipamento compatível com este sistema deverá estar munido de uma cabeça dupla composta por uma unidade de rotação, que acciona os trados, e um martelo de superfície independente desta última e, cuja função é a percussão exclusiva do revestimento exterior.

Independentemente do tipo de furação utilizada, é essencial que o material resultante da furação seja cuidadosamente removido do interior do furo, procedendo-se à limpeza do mesmo.

A limpeza do furo é um processo de extrema importância e, se esta não for correctamente efectuada, aumenta o desgaste e diminui o rendimento da ferramenta de furação.

Os métodos de limpeza mais utilizados são o fluxo de ar, água ou lamas. As lamas são, habitualmente, uma suspensão de água com bentonite. O fluxo de limpeza pode ser introduzido no furo através das varas do equipamento de furação e, sair pelo mesmo meio (circulação normal).

A utilização do ar não é tão comum, particularmente em locais fechados, devido aos riscos que as poeiras libertadas podem causar.



Figura 4.4 – Furação com limpeza do furo no local de obra (arquivo pessoal)

Com a utilização do fluxo de água o furo fica completamente limpo, o que resultará numa melhor aderência terreno/calda. Contudo, há que ter em conta materiais susceptíveis de sofrer amolecimento e utilizar uma quantidade de água mínima.

Apesar de todos os cuidados durante a limpeza do furo, há a possibilidade de permanecerem resíduos no fundo do furo. Portanto, é recomendado que haja um comprimento adicional, cerca de 0.3 a 0.6 m (Hanna 1982) onde esses resíduos possam permanecer.

4.2.2 Colocação da ancoragem

A colocação da ancoragem, no furo, deve ser efectuada firme e lentamente, podendo necessitar de equipamento de levantamento para a sua colocação.

O manejamento da ancoragem pode provocar dobramentos no aço, o que resulta em danos, pondo em causa a segurança de utilização. Para estes riscos serem minimizados são utilizados espaçadores e centralizadores directamente na armadura.

Na Figura 4.5, pode observar-se a colocação de uma ancoragem composta por feixe de cordões, no interior do furo, onde ficará acomodada durante a sua vida útil.

Com a utilização de trabalhadores especializados, uma inspecção rigorosa e uma verificação constante dos materiais, é pouco provável introduzir danos na instalação.



Figura 4.5 - Procedimento de colocação da armadura no furo (arquivo pessoal)

4.2.3 Injecção/Selagem

De acordo com a norma EN 1537 (1999), a injecção de ancoragens tem como objectivos:

- Formar o bolbo de ancoragem, para que a força aplicada na armadura possa ser transmitida ao terreno;
- Garantir a protecção da armadura contra a corrosão;
- Alargar as paredes do furo na zona do comprimento de selagem, para aumentar a sua capacidade resistente;
- Tratar o terreno nas imediações da zona de selagem, para que a perda de calda seja mínima.

A injecção de ancoragens pode efectuar-se de diversos modos, mas esta operação tem que ser realizada em duas fases. A primeira fase corresponde à injecção inicial de preenchimento (1ª selagem) e, a segunda fase, na qual se efectua uma reinjecção. Nesta fase, o procedimento repete-se as vezes que forem necessárias para que seja garantida a capacidade resistente do bolbo de ancoragem.



Figura 4.6 – Preparação, *in situ*, da calda para injecção (arquivo pessoal)

Para eventuais desvios no consumo de cimento, ao longo do comprimento do furo, serem controlados, bem como garantir a selagem da ancoragem, podem ser realizados ensaios, tais como a verificação da pressão de injeção, de permeabilidade e de estabilização da calda de cimento (EN1537 1999).



Figura 4.7 – Manómetro para controlo da pressão de injeção da calda (arquivo pessoal)

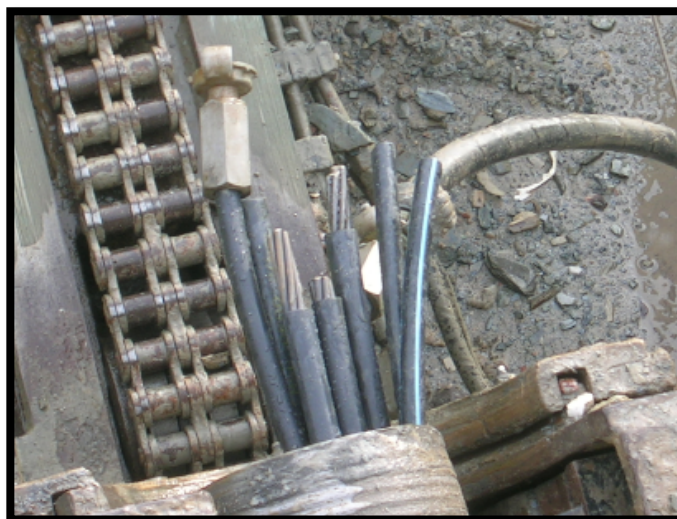


Figura 4.8 – Injeção de calda no local de estudo (arquivo pessoal)

4.2.3.1 1ª Injeção

Esta é a primeira fase no processo de selagem da ancoragem. Após a armadura ter sido colocada no furo de ancoragem, é efectuado o preenchimento do furo, na sua totalidade.

Este processo dá-se por concluído quando a calda que retorna à boca do furo não contém

impurezas, provenientes do interior do furo e, a calda apresenta um aspecto limpo.

Quando a injeção se realiza para ancoragens definitivas, esta fase corresponde ao preenchimento do espaço entre a armadura e as paredes do furo, devendo posteriormente efectuar-se uma reinjeção.

4.2.3.2 Reinjeção

Deve deixar-se tempo suficiente para a primeira injeção, de modo a que a calda previamente injectada apresente uma consistência pastosa, indiciando o início da presa, sem contudo se ter alcançado o estado de endurecimento. Este intervalo de tempo variará entre duas a oito horas, dependendo de factores tais como a razão água/cimento, existência ou não de água no terreno, enquadramento geológico, eventuais aditivos, etc.

— Reinjeção com tubo multiválvulas

O recurso a tubo multiválvulas traduz-se na execução de injeções repetitivas, mas não selectivas, no troço onde se localizam as multiválvulas, ou seja, ao longo do comprimento de selagem da ancoragem.

A injeção é efectuada através de um tubo em circuito aberto, logo com o seu retorno à boca do furo, sendo o mesmo constituído por válvulas de borracha que recobrem os pequenos furos abertos no tubo, colocadas na zona que se pretende injectar, dispostas com espaçamentos entre 0,3 m e 1,0 m, em função das características do solo.

Antes de se iniciar a injeção da calda fecha-se o circuito e efectuam-se as operações de injeção da calda de cimento sob pressão que, ao incidir nas válvulas, as faz levantar, permitindo a sua saída para a zona de terreno a injectar. Neste processo, a injeção é efectuada directamente a partir do topo do tubo, com recurso a um obturador simples.

Esta operação é realizada até se atingir uma pressão, em geral não superior a 2,0 MPa. A cada reinjeção o circuito deve ser previamente limpo através da injeção de água.

— Reinjeção através de tubo com válvulas manchete

A grande diferença deste método para o anterior reside no facto de, para além de ser repetitivo, é também selectivo. A injeção é efectuada através de um obturador duplo expansível, colocado ao longo do tubo, a partir do fundo do furo, em cada "manchete". Este elemento permite que cada válvula seja injectada isoladamente, tendo-se a garantia de abertura de todas as válvulas.

As pressões utilizadas atingem valores máximos de 3,0 MPa, sendo estas definidas em função das

características de resistência do terreno onde se pretende selar a ancoragem.

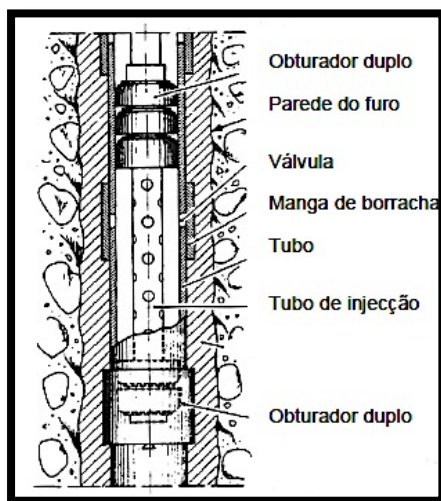


Figura 4.9 – Obturador duplo (Coelho 1996)

4.2.4 Ensaios de carga e tensionamento

O pré-esforço impõe uma deformação a uma estrutura que altera o estado de tensão original, com a finalidade de contrariar a deformação da mesma.

Nas ancoragens, o pré-esforço é conseguido pelo alongamento controlado imposto à armadura (cabos ou varão), por um equipamento constituído por um macaco hidráulico, como, por exemplo, o representado na Figura 4.10.

O processo de tensionamento a adoptar é o especificado na norma EN1537 (EN1537 1999), assim como o respectivo ensaio de recepção, no qual se estabelecem as verificações a realizar e os critérios de aceitação de cada ancoragem executada.



Figura 4.10 – Tensionamento das ancoragens, em pormenor (arquivo pessoal)

De acordo com Habib (1989) quando a calda de injeção ganhou presa suficiente, o que ocorre ao fim de, aproximadamente, cinco dias, a ancoragem pode ser tensionada.

Este procedimento inclui as seguintes operações:

- Aplicação da carga de teste, em etapas sucessivas, durante a qual é realizada a quantificação das pressões aplicadas pelo macaco hidráulico e registados os deslocamentos ocorridos na ancoragem;
- A carga de teste, acima mencionada, é mantida durante um período limitado e, simultaneamente, realizadas medidas de deslocamento da ancoragem, dependendo do método de tensionamento utilizado;
- Quando os critérios de aceitação são atingidos, após conclusão do ponto anterior, é efectuada uma libertação da pressão dos macacos hidráulicos até ser atingida a carga de blocagem.
- Após a conclusão do ponto anterior, a pressão exercida pelo macaco hidráulico, sobre a ancoragem, é libertada.



Figura 4.11 – Macaco hidráulico para aplicação de pré-esforço (arquivo pessoal)

4.3 Protecção anti-corrosão

Todos os componentes da ancoragem, deverão ser protegidos contra a corrosão durante a sua vida útil. É muito importante que os elementos utilizados na protecção contra a corrosão sejam capazes de transmitir as cargas da armadura, onde estas são requeridas (EN1537 1999).

O objectivo dos sistemas anti-corrosão é proteger as ancoragens contra a corrosão conferindo uma ou mais barreiras físicas que envolvem alguns dos componentes da ancoragem, e devem satisfazer os seguintes critérios:

- Assegurar que a vida útil efectiva da ancoragem, no que diz respeito à corrosão, é no mínimo igual à requerida para a ancoragem;
- Não deve produzir efeitos adversos no meio envolvente ou reduzir a capacidade da ancoragem;
- Permitir os movimentos do comprimento livre para que a carga total seja transferida para o comprimento de selagem;
- Conter materiais quimicamente estáveis e não reactivos, quer com os restantes materiais constituintes da ancoragem, quer com o meio envolvente;
- Ter resistência e flexibilidade para resistir às deformações induzidas pelo ensaio de carga;
- Resistir, sem se danificar, às várias etapas construtivas requeridas durante todo o processo.

4.3.1 Tipos de corrosão

De acordo com a FIP (1996a), a corrosão, em aço pré-esforçado, pode ser classificada em seis tipos principais:

- Corrosão generalizada;
- Corrosão localizada;
- Corrosão fissurante sob tensão/ fragilização por hidrogénio;
- Corrosão por fadiga;
- Corrosão por acção de correntes vagabundas;
- Corrosão bacteriana.

No ponto 4.3.2 tratar-se-á de descrever-se estes tipos de corrosão, mas salienta-se que os três últimos tipos deverão ser considerados para cargas especiais ou condições de singularidade de terreno.

4.3.2 Definições de mecanismos de corrosão

Corrosão generalizada

Este tipo de corrosão, no aço pré-esforçado desprotegido, acontece na fase de armazenamento. Esta, se atempadamente detectada, envolve perdas insignificantes de material. Mas pode conduzir a corrosão localizada ou corrosão por tensão / fragilização por hidrogénio.

Pode detectar-se pela formação de uma película fina e uniformemente distribuída na superfície, desprotegida, do aço. Na maior parte dos casos, este tipo de corrosão, quando se trata de casos bastante ligeiros, a fina camada de corrosão pode actuar como uma camada protectora, podendo a armadura ser inserida no furo, não sendo assim descartada.

Corrosão localizada

A corrosão localizada ocorre sob a forma de picadas ou fissuras. Esta pode encontrar-se sob uma ou mais secções do aço que se encontra desprotegido. Não pode ser reparada com limpeza ou aplicação de revestimento. A armadura em que esta corrosão seja encontrada deve sempre ser descartada.

Corrosão por fadiga

Esta desenvolve-se, normalmente, quando o aço é sujeito a cargas cíclicas à medida que a corrosão avança até que cause a rotura do elemento. A corrosão por fadiga é pouco comum em ancoragens pré-esforçadas, uma vez que a maior parte destas estruturas não se encontra sob a acção de cargas cíclicas muito severas.

Corrosão por acção de correntes vagabundas

Esta corrosão pode encontrar-se sob a forma de picadas no aço pré-esforçado por este estar sujeito à acção de correntes eléctricas vagabundas que possam estar a circular no terreno, quer por fuga de corrente ou rotura do isolamento de cabos eléctricos.

Estas correntes resultam de descargas de corrente contínuas a partir de fontes de energia, como por exemplo, sistemas de transmissão eléctrica. De notar que este tipo de corrosão traz mais danos em ambiente marinho devido à própria agressividade da salinidade que existe na água. Fontes de energia que distem entre 30 a 60 m das ancoragens não causam correntes vagabundas com energia suficientemente forte para causar corrosão (FHWA-IF-99-015 1999). A protecção deste tipo de corrosão pode ser feita através do recurso a um isolamento eléctrico do aço em relação ao terreno envolvente, como o plástico, um material não condutor.

Corrosão por acção bacteriana

A corrosão por acção de bactérias é detectada pela presença de picadas no aço que se encontra desprotegido. Em terrenos cuja cota do nível freático seja mais alta do que estes, deve ser tido em conta este tipo de ataque, principalmente se o terreno for margoso, argiloso ou contiver sulfatos. Estes são considerados terrenos agressivos.

4.3.3 Classes de protecção anti-corrosão

Como foi anteriormente referido, a classe de protecção anti-corrosão é seleccionado de acordo com o tempo de vida útil da ancoragem, a agressividade do meio, dos métodos de instalação e das consequências de rotura. A escolha da protecção contra a corrosão pode ser representada por uma árvore de decisão, que tem em consideração diferentes variáveis como as representada na Figura 4.12.

A agressividade do meio é influenciada pela resistividade eléctrica do terreno (terrenos em que a resistividade seja menor que 2000 ohm/cm consideram-se agressivo), pelo valor do pH, características químicas (água salgada, preenchimento com escórias, desperdícios industriais, preenchimento orgânico, etc.), a humidade do terreno pode torná-lo agressivo, a presença de oxigénio e as correntes eléctricas vagabundas.

Apresenta-se, na Figura 4.12 uma síntese da aproximação lógica à escolha da protecção contra a corrosão.

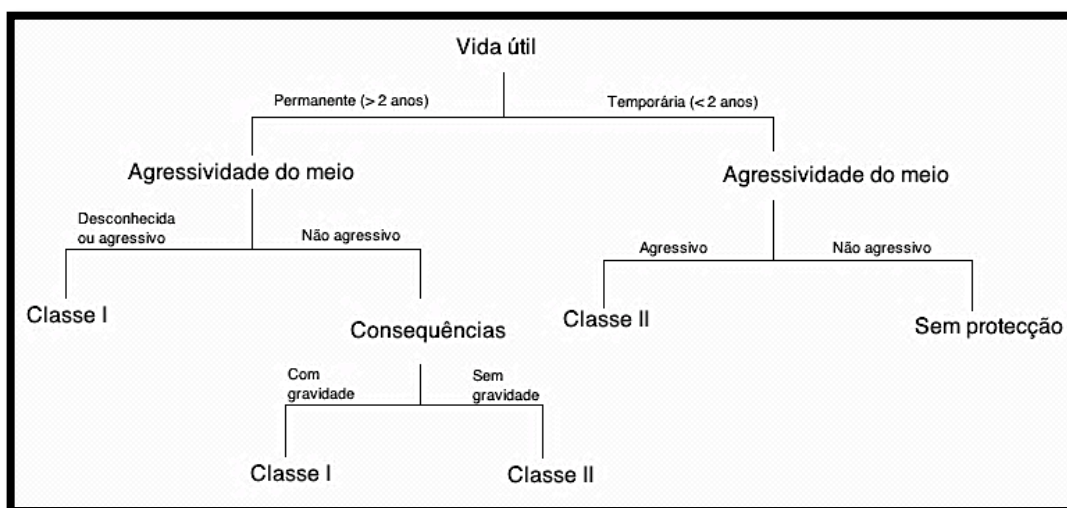


Figura 4.12 – Árvore de decisão para a escolha da protecção contra a corrosão. Adaptado de PTI (PTI 1996)

Existem três tipos de protecção contra a corrosão. A protecção de classe I (protecção dupla onde é aplicada uma segunda barreira exterior com o objectivo de proteger a interior de danos que possam ocorrer durante a aplicação), protecção de classe II (protecção simples) e a classe III é considerada como sem protecção.

De acordo com a EN 1537 (EN1537 1999), o nível mínimo de protecção exigido contra a corrosão de uma armadura pré-esforçada em ancoragens definitivas corresponde à aplicação de material anticorrosivo (resinas ou pastas) que envolva cada elemento de aço, em toda a sua extensão. Já nas ancoragens provisórias os componentes de aço devem ser protegidos com inibidores que previnam a corrosão por um período mínimo de dois anos.

4.3.4 Sistemas de protecção anticorrosivos

Neste subcapítulo analisa-se, com maior pormenor, o tipo de protecção anti-corrosão, Figura 4.13, exigido segundo a Norma 1537 (1999).

Ancoragem temporária

Como foi anteriormente descrito, são inúmeros os terrenos em que as ancoragens podem ser instaladas. Atendendo às características que esses terrenos podem ter, torna-se por vezes necessário prolongar a vida útil da ancoragem por mais de dois anos, em ambientes mais agressivos, principalmente quando possam existir cloretos.

Neste caso torna-se essencial aplicar medidas de protecção contra a corrosão devidamente aprovadas.

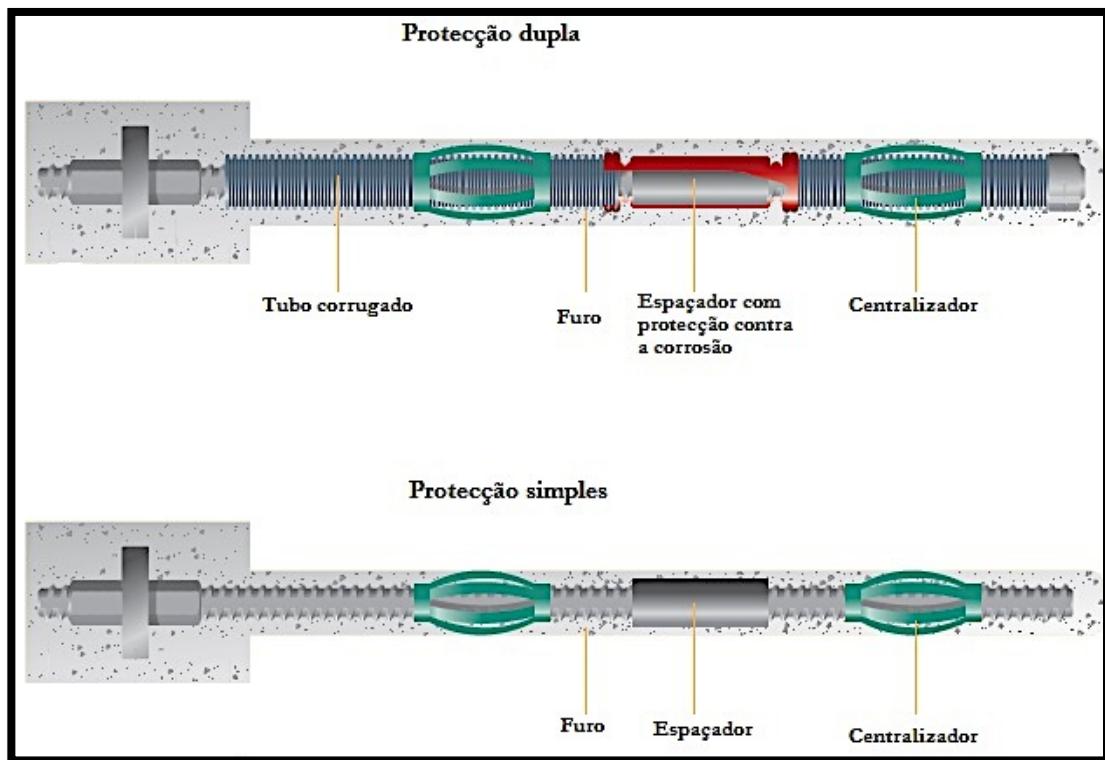


Figura 4.13 - Exemplos de protecções contra a corrosão. Adaptado de DYWDAG (International-DYWIDAG 2010)

Apresenta-se de seguida uma tabela, com exemplos de sistemas de protecção anti-corrosão aplicados a ancoragens temporárias:

Tabela 4.2 – Sistemas de protecção anti-corrosão para ancoragens temporárias (EN1537 1999)

1.	Comprimento de selagem da armadura
<p>Todos os tirantes da armadura devem conferir um revestimento de calda de cimento de, pelo menos, 10 mm à parede do furo. Quando o terreno apresentar características de natureza agressiva, poderá ser apropriada a aplicação de um tubo corrugado para maior protecção dos tirantes.</p>	
2.	Comprimento livre da armadura
<p>O sistema de protecção deverá desenvolver pouco atrito e permitir o movimento da armadura dentro do furo. Tal pode ser alcançado por uma das seguintes alternativas:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Uma bainha plástica a envolver cada tirante, com a extremidade selada evitando entradas de água; b) Uma bainha plástica a envolver cada tirante, completamente preenchida com um produto anti-corrosivo; c) Uma bainha plástica, de aço ou um tubo comum a envolver os elementos da armadura, com a extremidade selada evitando entradas de água; d) Uma bainha plástica, de aço ou um tubo comum a envolver os elementos da armadura, completamente preenchida com um produto anti-corrosivo. <p>As alíneas b) ou d) são apropriadas para ancoragens temporárias com tempo de serviço mais alargado ou para terrenos com maiores condições de agressividade.</p>	
3.	Transição entre a cabeça de ancoragem e o comprimento livre
<p>A bainha ou tubo de protecção da zona de comprimento livre deve ser selada ou soldada à chapa de distribuição/cabeça de ancoragem. Para ancoragens temporárias com maior tempo de serviço, deve preencher-se com um produto anti-corrosivo, cimento ou resina, o que tiver sido aplicado na cabeça de ancoragem.</p>	
4.	Cabeça de ancoragem
<p>No local em que a cabeça de ancoragem fica acessível, para trabalhos de inspecção e onde é possível a aplicação de um novo revestimento de protecção, são aceitáveis as seguintes condições:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Um revestimento de um produto anti corrosão não fluido; ou b) A combinação de um produto anti-corrosivo com uma fita adesiva impregnada com produto anti-corrosivo. <p>Quando a cabeça de ancoragem não se encontra acessível, é aplicada uma caixa protectora de metal ou plástico, preenchida com produto anti-corrosivo.</p>	

Ancoragens definitivas

À semelhança das ancoragens temporárias, também as definitivas necessitam de protecção anti-corrosão. Neste tipo de ancoragem torna-se ainda mais importante devido ao tempo de vida útil que esta estrutura terá.

De acordo com a EN 1537 (EN1537 1999), os requisitos mínimos exigidos contra a corrosão da

armadura pré-esforçada, neste tipo de ancoragem, passam pela aplicação de material anti-corrosivo a envolver cada elemento de aço, em toda a sua extensão, devendo as características do material ser mantidas durante toda a vida útil do projecto.

Ainda de acordo com a norma acima mencionada, a armadura das ancoragens definitivas deve estar provida de uma das seguintes soluções:

- Protecção de Classe I para, no caso de uma das protecções ser danificada durante a instalação ou pré-esforço da ancoragem, a segunda barreira permaneça intacta;
- Protecção de Classe II, devendo neste caso realizar-se em cada ancoragem ensaios de medição da resistência eléctrica⁵ que permitam avaliar se a protecção se mantém intacta;
- Protecção contra a corrosão do sistema conferida por um tubo metálico de manchetes ou tubo plástico corrugado;
- Protecção contra a corrosão conferida por um tubo de aço (tubo de aço à compressão).

Podem encontrar-se exemplos de sistemas de protecção contra a corrosão na tabela abaixo, adaptada da norma EN 1537 (EN1537 1999), para ancoragens definitivas:

Tabela 4.3 - Sistemas de protecção anti-corrosão para ancoragens definitivas (EN1537 1999)

Verificação do nível de protecção	
<p>a) Todos os sistemas de protecção anti-corrosão devem ser sujeitos a ensaios que permitam verificar a sua eficácia. Todos os resultados obtidos deverão ser devidamente documentados.</p> <p>b) A Fiscalização deverá realizar uma avaliação técnica dos resultados obtidos dos ensaios de protecção contra a corrosão, de modo a verificar a eficiência dos mesmos.</p> <p>c) Quando aplicado apenas um sistema de protecção contra a corrosão, no comprimento de selagem da armadura, a integridade da medida de protecção deve ser verificada recorrendo a ensaios de campo, como a resistividade eléctrica.</p>	
1.	<p>Comprimento de selagem da armadura</p> <p>A selagem poderá ser efectuada de um dos seguintes modos:</p> <p>a) Um tubo único de plástico corrugado, onde é introduzida a armadura e a calda de cimento;</p> <p>b) Dois tubos concêntricos de plástico corrugado, onde é introduzida a armadura, injectado previamente e na totalidade com cimento ou resina o núcleo e o espaço entre tubos da armadura;</p> <p>c) Um tubo único de plástico corrugado onde é inserida a armadura e injectado com calda de cimento. O recobrimento mínimo da armadura no tubo será de 5 mm. A fendilhação da calda de cimento de recobrimento não deverá exceder 0,1 mm à tracção de serviço.</p>

⁵ Este ensaio permite medir a resistência eléctrica presente, para determinar a eficiência do sistema de protecção conta a corrosão aplicado.

	<p>d) Um tubo de manchetes metálico ou de plástico corrugado de espessura superior a 3 mm, circundado por calda de cimento com um recobrimento mínimo de 20 mm, injectada a uma pressão superior a 500 kPa, através de tubos de manchetes em intervalos inferiores a 1 m. O recobrimento mínimo da armadura deverá ser de 5 mm. A fendilhação da calda de cimento de recobrimento não deve exceder 0,2 mm à tracção de serviço.</p> <p>e) Um tubo único de metal corrugado (tubo à compressão) envolvendo a armadura de aço e preenchido com material lubrificante. O tubo e a capa de plástico na porca de contenção são protegidos pela calda de cimento, com uma espessura de, pelo menos, 10 mm. A fendilhação da calda de cimento de recobrimento não deverá exceder 0,1 mm à tracção de serviço.</p>
	<p>2. Comprimento livre da armadura</p> <p>O sistema de protecção permite o movimento livre do tendão dentro do furo. Tal poderá ser alcançado através de uma das seguintes alternativas:</p> <p>a) Uma bainha a envolver individualmente cada um dos elementos da armadura, completamente preenchida por um produto anti-corrosivo flexível, incluindo o referido a baixo, em A, B, C ou D;</p> <p>b) Uma bainha a envolver individualmente cada elemento da armadura, completamente preenchida com calda de cimento incluindo o descrito em A ou B;</p> <p>c) Uma bainha plástica comum a envolver todos os elementos da armadura, completamente preenchida por calda de cimento, incluindo o descrito em B;</p> <p>A. Bainha plástica comum ou tubo preenchido com um produto anti-corrosivo flexível;</p> <p>B. Bainha plástica comum ou tubo selado nas extremidades impedindo entradas de água;</p> <p>C. Bainha plástica comum ou tubo preenchido com calda de cimento;</p> <p>D. Tubo metálico comum preenchido com calda de cimento densa.</p> <p>Para garantir o movimento livre da armadura durante a aplicação do pré-esforço, é aplicado um lubrificante ou uma ligação livre de contacto no interior das bainhas ou de uma bainha comum.</p>
	<p>3. Transição entre a cabeça de ancoragem e o comprimento livre</p> <p>Uma película de revestimento, ou um recobrimento, ou mangas metálicas, ou tubo de plástico fixo é selado ou soldado à cabeça de ancoragem. É selada a bainha ou tubo à extremidade do comprimento livre e preenchido com um produto anti-corrosivo, cimento ou resina.</p>
	<p>4. Cabeça de ancoragem</p> <p>Uma camada de revestimento e/ou uma caixa metálica de aço galvanizado com uma espessura mínima de 3 mm ou uma caixa de plástico rígido com uma espessura de 5 mm é aplicada na chapa de distribuição, e se removida, é preenchida com produto anti-corrosivo flexível e selada com um vedante. No caso de a caixa não ser removível, pode ser preenchida com cimento ou resina.</p>

4.3.5 Protecção anti-corrosão por componente de ancoragem

São vários os compostos e componentes que podem ser utilizados na protecção contra a corrosão dos elementos de ancoragem. Esta protecção deve ser, sempre que possível, efectuada em ambiente fabril onde todas as condições necessárias (condições de limpeza, ar limpo, ar seco, salubridade, etc.)

podem ser garantidas.

De seguida dá-se ênfase aos componentes, usualmente utilizados nas ancoragens, na protecção contra a corrosão.

Bainhas e tubos plásticos

As bainhas e tubos plásticos devem respeitar o disposto pelas Normas Europeias, isto é, devem apresentar continuidade, impermeabilidade, não devem fragilizar-se com o tempo e devem ser resistentes aos raios ultra violeta durante o armazenamento, transporte e construção. As ligações entre as várias componentes plásticas devem ser completamente seladas, de modo a impedir as possíveis entradas de água. Se se optar pela utilização de PVC, este deve ser resistente ao envelhecimento e não produzir cloretos.

A espessura mínima da parede exterior do tubo corrugado (individual ou comum a diferentes elementos da armadura) (EN1537 1999):

- 1,0 mm para diâmetros interiores ≤ 80 mm;
- 1,5 mm para diâmetros interiores entre 80 mm e 120 mm;
- 2,0 mm para diâmetros interiores > 120 mm.

A espessura mínima da parede do tubo ou de uma bainha lisa comum em contacto com o exterior, relativamente à espessura exigida para o tubo corrugado, deve ser acrescida de 1,0 mm ou, como alternativa, o tubo deverá ser reforçado.

A espessura mínima da parede de uma bainha interior é de 1,0 mm e no caso de um tubo corrugado interior a espessura mínima requerida é 0,8 mm.

Onde um tubo corrugado, utilizado para injeção sob pressão, for considerado como barreira protectora deve ser assegurado que o local de entrada da calda não permite a entrada de água após a injeção.

Mangas termo-retrácteis

De acordo com a EN 1537 (EN1537 1999), as mangas termo-retrácteis podem utilizar-se para encapsularem os locais onde são aplicados os produtos anti-corrosivos. O calor aplica-se na manga, que retrai, ficando os elementos protectores contra a corrosão com as características originais, isto é, não se deformem ou não se queimem e danifiquem durante a aplicação do calor. A velocidade de retracção deve ser tal que impeça a abertura ou folgas a longo prazo. A espessura da manga, após retracção, deve ser pelo menos 1,0 mm.

Selantes

Segundo a EN 1537 (EN1537 1999) as juntas mecânicas devem ser seladas com *O-rings*, vedantes ou mangas termo-retrácteis. Estas devem evitar as fugas de material e impedir a entrada de água a partir do exterior.

Nas juntas deve haver, pelos menos, uma sobreposição de 25 mm, combinada com a aplicação de colas solventes adequadas ao tipo de material que constitui a bainha. No caso de bainhas não rígidas, a sobreposição deve ser, pelo menos, de 50 mm e ajustar-se facilmente sobre o revestimento básico, permanecendo com um afastamento que permita a injeção ou a saída do material de selagem da junta.

Calda de cimento

A norma 1537 (EN1537 1999) refere que as caldas de cimento injectadas no furo podem considerar-se protecções temporárias, desde que o recobrimento sobre a armadura não seja inferior a 10mm ao longo do comprimento de ancoragem.

Para que a calda de cimento seja considerada como protecção de Classe I, deverá ser proveniente da central e só após ter sido devidamente ensaiada. Assim, deve ser garantido um recobrimento superior a 5,0 mm entre a armadura e a protecção exterior, e deve ser comprovado que a abertura de fissuras correspondente à carga de serviço não excede 0,1 mm.

No caso de tubos de manchetes a partir do qual se realizam as injeções de calda serem considerados uma barreira de protecção, deve comprovar-se que as manchetes não permitem entrada de água. Se o tubo for de plástico corrugado ou de aço, a espessura da parede deve ser de, pelo menos, 3,0 mm e as injeções de calda realizadas com uma pressão superior a 500 kPa, garantindo o recobrimento de 20 mm para o recobrimento exterior da calda. A capacidade do bolbo e a integridade da protecção anti-corrosiva devem ser comprovadas através de ensaios. A dimensão das fissuras da calda, que ocorrem entre a armadura e o tubo, deve ser inferior a 0,2 mm à carga de serviço.

Resinas epoxídicas

As resinas epoxídicas constituem uma família de materiais poliméricos termoendurecíveis, que não dão origem a produtos de reacção durante a sua cura (formação de ligações cruzadas) e que, portanto, têm uma pequena retracção durante a cura. Estas resinas têm também uma boa adesão a outros materiais, boa resistência química e ao meio ambiente, boas propriedades mecânicas e boas propriedades de isolamento eléctrico.

A Norma EN 1537 (1999) refere que as caldas resinosas injectadas, ou colocadas de forma controlada, com um revestimento mínimo de 5,0 mm podem ser consideradas como uma das

protecções permanentes contra a corrosão. Para tal, deve garantir-se o seu confinamento e que estas não estejam sujeitas a tensões nem que se verifiquem fissuras.

4.3.5.1 Protecção do comprimento livre e do comprimento e selagem

A armadura deve estar livre de corrosão, em particular a localizada a qual pode dar origem a fissuração dos mesmos, quando são encapsulados por qualquer sistema de protecção contra a corrosão. É aceitável a existência de corrosão generalizada, desde que seja uma cobertura ligeira por toda a superfície que, poderá fornecer ao aço uma protecção ou ser limpa e a sua superfície coberta, então, por um recobrimento com calda de cimento.

A protecção dos tirantes, numa ancoragem temporária, pode ser aplicada *in situ*, ou antes de serem entregues (EN1537 1999). Já a protecção do comprimento de selagem deste tipo de ancoragem é feito, normalmente, *in situ*.

Para proteger o comprimento livre da armadura deverá aplicar-se um produto anti-corrosivo flexível e, dependendo da classe de protecção, pelo menos um tubo de revestimento ou, então, a combinação dos dois anteriormente descritos.

Na norma EN 1537 (1999), Anexo C, encontram-se os critérios de aceitação dos produtos viscosos de protecção contra a corrosão relativos aos ensaios dos materiais. Os critérios de aceitação encontram-se na Tabela 4.4

Tabela 4.4 – Critérios de aceitação de produtos anti-corrosivos (EN1537 1999)

Propriedades	Unidades	Valores aceitáveis
Teor de enxofre livre, sulfatos e sulfuretos	mg/L	≥ 50
Teor de cloretos, nitritos, nitratos e rodanitos	mg/L	≥ 50
Resistividade	$\Omega \cdot \text{cm}$	$\geq 10^9$
Absorção de água a 0,1 N KOH após 30 dias	%	≥ 2
Saponificação (alcalinidade)	mg KOH/g	≥ 5
Transferência de óleo, num papel de filtro a 50°C, 24h (diâmetro da mancha de óleo)	mm (\varnothing)	≥ 5
Profundidade de penetração, no ensaio de transferência de óleo em calda de cimento endurecida, com 5 mm de espessura a 50°C depois de 7 dias	mm	≥ 2
Estabilidade térmica, 24h sem gotejar no peneiro com incrementos de temperatura de 10°C cada 2h	°C (gotejamento)	≥ 40
Ponto de gota	°C	≥ 60
Protecção contra a ferrugem – nevoeiro salino: 5% NaCl – 168h a 35°C	Visual	Corrosão nula
Sangrar a 40°C	%	≤ 5

4.3.5.1 Protecção da cabeça de ancoragem

A secção mais importante de uma ancoragem, e que necessita de uma protecção mais adequada contra a corrosão, é a porção exposta ao ar/oxigénio. Esta é tipicamente definida como a cabeça de ancoragem. A principal causa de danos nesta é a corrosão no interior da cabeça e em locais correspondentes aos dois primeiros metros do comprimento livre (zona de transição).

No processo de blocagem é necessário que cordões ou barras se encontrem descarnados, destes é removida a protecção anti-corrosiva que vem de fabrico. Daqui resulta que a armadura fica exposta em dois locais, à frente da chapa de distribuição e na zona exterior e interior da cabeça (tardoz).

Protecção da zona interior

De acordo com a Norma EN 1537 (EN1537 1999) o objectivo de proteger o interior da cabeça de ancoragem é fornecer uma sobreposição eficaz à zona de transição.

Esta protecção é garantida por um tubo de aço soldado (trompete) a uma chapa de encosto ao maciço de apoio. Este tubo encontra-se protegido com um selante anelar e o seu interior protegido com uma substância anti-corrosiva. O comprimento do trompete deve garantir que a sobreposição com o comprimento livre seja de, pelo menos, 100 mm.

Neste local o mais aconselhável é protegê-lo com materiais dúcteis, deformáveis e que se mantenham impermeáveis, uma vez que está sujeito a movimentos junto da estrutura e a calda de cimento pode fissurar.

Protecção da zona exterior

Quando se trata da protecção deste local, há que definir se é necessário, ou não, a reaplicação de pré-esforço. Desta forma, e de acordo com a EN 1537 (EN1537 1999), se houver a necessidade de ser reaplicado pré-esforço os componentes da caixa de protecção da cabeça e todo o seu conteúdo devem ser removíveis, isto para permitir acesso à armadura. De notar que deve sempre ser possível voltar a preencher a caixa protectora com substância anti-corrosiva.

Se não houver a necessidade de se reaplicar pré-esforço, podem utilizar-se resinas ou selantes endurecedores, não sendo necessárias ligações mecânicas entre a caixa e a chapa de distribuição. Neste caso não há necessidade que as protecções e a caixa sejam removíveis, pelo que a parte exterior da cabeça pode ser revestida com betão.

As caixas de aço para a protecção exterior da cabeça de ancoragens definitivas devem ter espessura mínima de 3,0 mm. Se a Fiscalização autorizar a utilização de caixas plásticas reforçadas, estas devem

ter espessura mínima de 5,0 mm (EN1537 1999).

As caixas de protecção devem, no seu interior, estar completamente preenchidas com calda ou substância inibidora de corrosão.

5

Ensaaios e observação de ancoragens

5.1 Considerações gerais

A aplicação de pré-esforço só deve ocorrer após a presa da calda, isto é, ao final de sete da última selagem e respectivas reinjecções.

Sabe-se que o comportamento da ancoragem depende de diversos factores, entre eles, e os de maior relevância, são as características geológicas e geotécnicas do terreno no qual vai ser inserida a estrutura.

Para avaliar um adequado comportamento das ancoragens durante a sua vida útil recorre-se a ensaios específicos.

5.2 Ensaaios sobre as caldas

As propriedades da calda de cimento dependem de muitos factores, salientando-se:

- Tipo e idade do cimento;
- Razão água:cimento;
- Tipo e quantidade de adjuvante;
- Temperatura;
- Técnica de mistura e bombagem.

As caldas de injeção para armaduras de pré-esforço devem estar de acordo com as seguintes normas:

- NP EN 445 Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio (2000);
- NP EN 446 Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos de injeção (2000);
- NP EN 447 Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes (2000).

De acordo com estas normas, as caldas de injeção, devem satisfazer os requisitos de acordo com os seguintes parâmetros:

- Fluidez;
- Exsudação;
- Variação de volume;
- Resistência.

As condições para a realização dos ensaios, nas normas acima mencionadas, devem ser tais, que a temperatura seja de $20^{\circ} \pm 2^{\circ} \text{C}$ e a humidade relativa superior a 65%.

5.2.1.1 Ensaio de fluidez

Durante o período de injeção a fluidez deve ser suficientemente elevada, de modo a permitir uma injeção eficaz e adequada de forma a encher a baina, mas suficientemente baixa para expulsar todo o ar e água que eventualmente possam existir dentro da baina EN 447 (2000).

Método do cone de Marsh

Este ensaio consiste em determinar o tempo de escoamento, em segundos, de um litro de calda, pelo orifício de um cone com 10 mm de diâmetro (Figura 5.1). É colocada, no cone, cerca de 1,7 litros de calda. Na entrada do cone é ajustado um peneiro amovível com malha de 1,5 mm para evitar a entrada de grumos no ensaio. Sob o orifício de saída coloca-se um recipiente com capacidade para um litro.

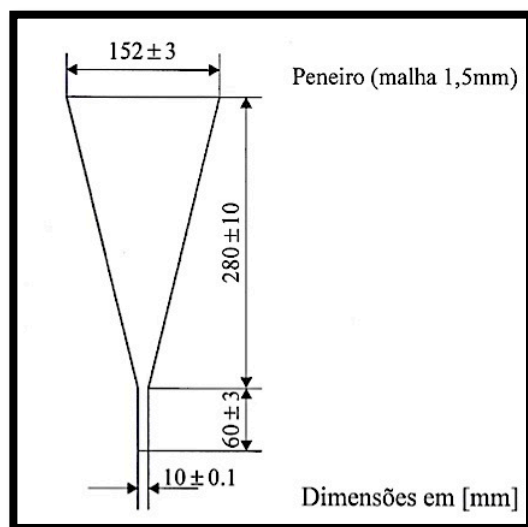


Figura 5.1 - Esquema do cone utilizado no ensaio (NP447 2000)

Método de imersão

Com este método pretende determinar-se o tempo de percurso, em segundos, de um corpo

metálico cilíndrico, com diâmetro 58,2 mm, numa determinada quantidade de calda colocada num tubo vertical. O tubo é cheio com, aproximadamente, 1,9 litros de calda. Coloca-se a sonda de modo a que esta fique imersa na calda na parte superior do tubo, de tal modo que o espaçador de madeira (3) assente no bordo do tubo, sustentando o travão (1) da extremidade superior do guia (2). O tempo de percurso é contado a partir do momento em que se retira o espaçador e a sonda começa a descer.

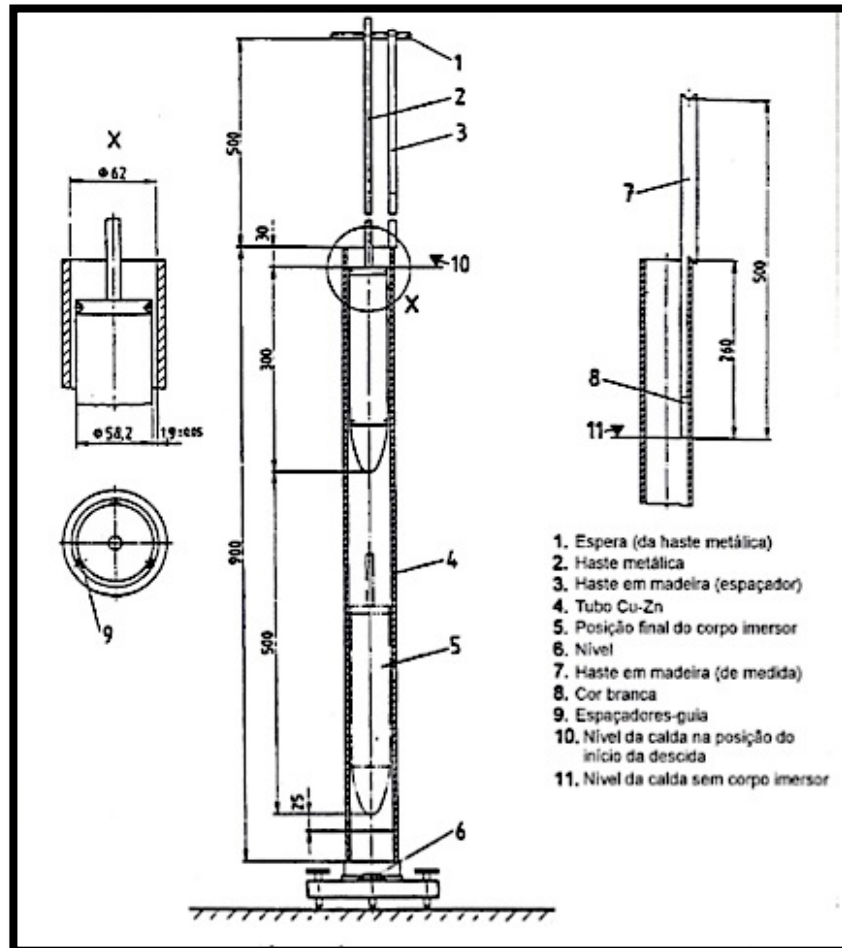


Figura 5.2 - Representação esquemática do ensaio de fluidez (NP447 2000)

5.2.1.2 Ensaio de exsudação

A exsudação das caldas de injeção deve ser suficientemente baixa para evitar segregação e sedimentação.

Este ensaio consiste na medição de água que reflui à superfície, ao fim de três horas, sendo impedida a evaporação (NP447 2000).

A proveta cilíndrica, que se encontra graduada, deve ter como diâmetro 25 mm e altura 250 mm ou então 50 mm de diâmetro e altura de 200 mm.

Para a proveta com diâmetro de 25 mm deve ser vertida 95 a 100 ml de calda, na proveta, e medir o nível (V). Três horas mais tarde, e tendo sido tomadas todas as medidas para que não se verifique evaporação, deve ser medida a quantidade de água à superfície da calda (V_1).

Para a proveta de 50 mm de diâmetro, deve ser vertida uma quantidade de calda até 150 mm de altura e o procedimento é igual ao anteriormente descrito.

De acordo com a NP EN 447 (2000) para caldas de injeção corrente deve verificar-se que:

$$\frac{V_1}{V} < 2\%$$

Na Figura 5.3, encontra-se o esquema exemplificativo do exame de exsudação.

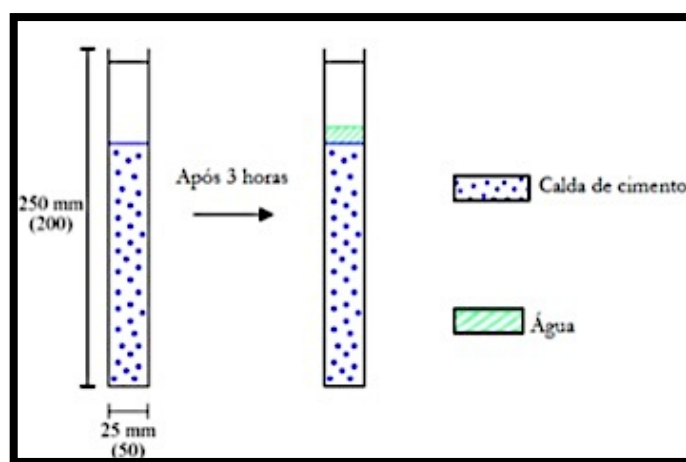


Figura 5.3 – Representação esquemática do ensaio de exsudação

5.2.1.3 Ensaio de variação de volume

A variação do volume pode dar-se como aumento ou diminuição. Para caldas de injeção que contenham agentes expansivos não deve registar-se diminuição de volume (NP447 2000).

O ensaio da variação de volume consiste na determinação da variação de volume ao fim de 24 horas e permite determinar, principalmente, a variação de volume causada por sedimentação ou expansão.

Método da proveta cilíndrica

Neste método aproveita-se a proveta cilíndrica de 50 mm de diâmetro e 200 mm de altura utilizada no ensaio de exsudação.

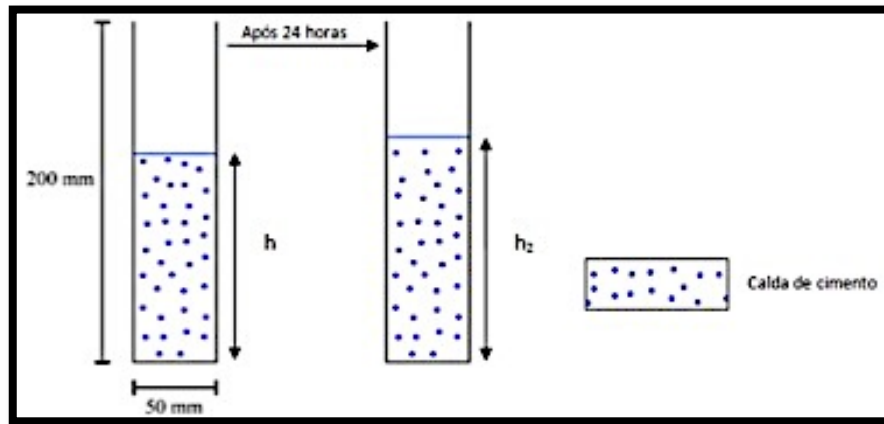


Figura 5.4 – Representação esquemática do ensaio de variação de volume

Resumidamente, deve encher-se a proveta até ao nível h , Figura 5.4. Após vinte e quatro horas mede-se a altura h_2 . Deve calcular-se a variação do volume através de:

$$\Delta V = \frac{h_2 - h}{h} \times 100\% \quad \text{Eq. (5.1)}$$

De acordo com a norma NP 447 (2000) esta variação de volume deve ser tal que:

$$-1 < \Delta V < +5\%$$

5.2.1.4 Ensaio de resistência à compressão

Este ensaio pode ser realizado em seis meios prismas Figura 5.5, resultantes do ensaio à flexão, ou cilindros de 100 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Pode, ainda, ser realizado em provetes cúbicos. O resultado do ensaio de resistência à compressão, aos 28 dias, tem que ser superior a 30 MPa ou 27 MPa aos 7 dias. Para os cubos, com 100 mm de aresta, o resultado deste ensaio deve ser superior a 17 MPa aos 7 dias.

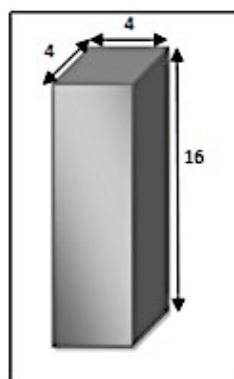


Figura 5.5 - Prisma para o ensaio de resistência à compressão (dimensões em cm)

Os ensaios da calda de injeção a realizar nas diferentes fases devem ser, de acordo com a NP EN446 (2000), efectuados:

- Pelo menos 24 horas antes de iniciar os trabalhos;
- Durante a injeção com a seguinte frequência:
 - Fluidez: 3 ensaios em cada 8 horas;
 - Exsudação: 2 ensaios por dia, sendo um realizado em amostra retirada do misturador e outro na saída do tubo de injeção;
 - Variação de volume: 1 ensaio por dia;
- Resistência à compressão: 1 ensaio em cada 7 dias, com um mínimo de 2 ensaios por trabalho, escolhendo o maior número;
- Sempre que se verificarem alterações significativas dos materiais fornecidos.

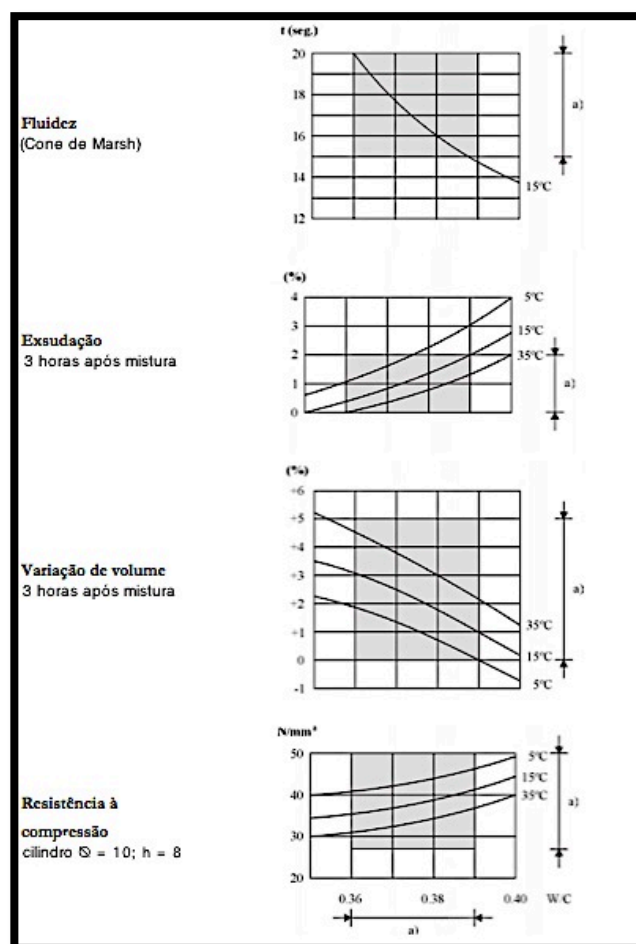


Figura 5.6 - Valores para os ensaios, onde a) é a zona de trabalho desejável (Nero 1998)

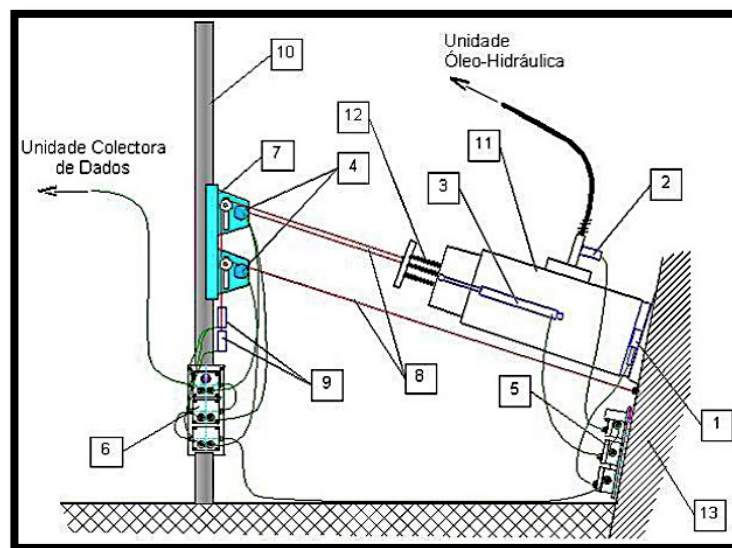
5.3 Ensaios de carga

Define-se como carga a força que aplicada na cabeça da ancoragem se transfere para o solo através do bolbo de selagem.

Os ensaios de carga são considerados essenciais para a caracterização mecânica das ancoragens e para a análise das interacções entre estas e os terrenos onde estão inseridas.

Vários ensaios são utilizados de acordo com o seu objectivo individual. Mas, independentemente do tipo de ensaio, cada um consiste em avaliar, com vários graus de severidade, a qualidade da ligação calda-terreno e calda-ancoragem, pela aplicação de uma força de tensão estática (Habib 1989).

O ensaio de carga mais habitual é por tracção directa, utilizando, para tal, macacos hidráulicos com capacidade de tensionar a armadura por completo. A título exemplificativo, representa-se na Figura 5.7 um ensaio de carga sobre uma ancoragem.



Legenda

- 1) Célula de carga / força aplicada pelo actuador à ancoragem;
- 2) Sensor da pressão instalada na câmara do actuador;
- 3) Sensor do deslocamento da haste do actuador;
- 4) Encoders / deslocamento da armadura e do muro;
- 5 e 6) Caixas de condicionamento (grupo de sensores do actuador e da armadura e muro, respectivamente);
- 7) Suporte dos encoders (roldanas de suporte dos fios, ajustáveis em altura);
- 8) Fios de INVAR (transferência dos pontos de medição dos encoders);
- 9) Pesos "ativos" (aplicação de tracção constante nos fios);
- 10) Ponto fixo (estrutura considerada fixa para efeitos da medição de deslocamentos);
- 11) Actuador óleo - hidráulico;
- 12) Varões da armadura da ancoragem;
- 13) Muro de suporte objecto de ancoragem.

Figura 5.7 – Sistema automático para ensaios de carga em ancoragens (Carvalho and Salgado 2012)

No registo destas provas de carga deverá ser registado a eventual deformação da estrutura de apoio da cabeça de ancoragem.

Deve ser verificado, antes de dar início ao ensaio, que não existe cruzamento dos cordões que constituem a ancoragem, no seu comprimento livre, caso a ancoragem tenha armadura constituída por cordões (Coelho 1996).

É importante distinguir entre as deformações totais e efectivamente verificadas, sendo a diferença⁶ justificável pelo escorregamento necessário ao aperto das cunhas, movimentos da placa da cabeça de ancoragem ou algum escorregamento na zona de selagem (Coelho 1996).

A carga será aplicada por incrementos sucessivos de modo a caracterizar-se a carga de acomodação necessária a avaliar a relaxação do sistema.

De acordo a norma EN1537 (1999), o sistema de medição de forças deve apresentar:

- Uma exactidão superior a 2% do valor máximo da força a aplicar durante o ensaio de carga da ancoragem;
- O sistema de medição deve ter uma resolução melhor que 0,5% da carga de ensaio, para medir perdas de carga da ancoragem durante os patamares de fluência;
- O equipamento de medição dos deslocamentos deve ter uma resolução e exactidão melhor que 10 μm e 50 μm , respectivamente, durante os patamares de carga;
- A exactidão das medições dos deslocamentos deverá ser melhor que 500 μm , durante os ciclos de carga e descarga.

Consoante os resultados obtidos nos ensaios de carga realizados nas ancoragens deve estabelecer-se:

- O dimensionamento definitivo das ancoragens;
- Os critérios de realização dos ensaios de recepção e os respectivos programas;
- O comprimento de selagem, os volumes de injeção e programa de reinjeção para as ancoragens da obra, em concordância com a entidade responsável pela construção.

A norma EN 1537 (1999) classifica os ensaios de carga em dois tipos, os de conformidade (Ensaio Prévio e Ensaio de Aceitação) e os de aceitação ou recepção simplificados. Aquela preconiza, ainda, três métodos para a realização dos ensaios anteriormente mencionados, Método 1, Método 2 e Método 3 que serão, posteriormente, descritos.

⁶ Esta diferença corresponde às perdas de tensão de pré-esforço durante o tensionamento, as quais podem ser significativas no caso de ancoragens curtas.

Esta norma, entre outros documentos, indica que devem realizar-se ensaios de sistema. Estes consistem na realização de um ensaio de conformidade, seguido de escavação para visualizar a zona do bolbo de selagem, permitindo verificar o comportamento mecânico e analisar a eficácia da protecção contra a corrosão do sistema ancorado.

Ensaaios prévios

Estes ensaios devem ser realizados, antes da construção das ancoragens previstas para a obra, em ancoragens que tenham sido construídas para esse efeito. Estas ancoragens deverão ter as características tecnológicas, geométricas, topográficas e geotécnicas idênticas às das ancoragens previstas para a obra (Sousa 2002).

De acordo com a EN 1537 (1999) estes permitem avaliar, antes da construção das ancoragens de obra, os seguintes elementos:

- A capacidade resistente ao arrancamento da ancoragem na interface calda-terreno;
- As características de fluência da ancoragem, ou características de fluência do sistema ancorado até às cargas de rotura, ou características de perda de carga da ancoragem no estado limite de utilização P_0 , ou a carga correspondente ao valor crítico de fluência do sistema;
- O comprimento livre aparente da ancoragem (L_{app}).

Segundo Sousa (2002) deve ser efectuado pelo menos um ensaio por cada uma das condições tecnológicas, geométricas, topográficas e geotécnicas. Dependendo, o número de ensaios, da dimensão da obra em questão.

Ensaaios de adequabilidade

Antes de realizar estes ensaios, devem analisar-se os resultados dos ensaios prévios disponíveis. Caso não se tenham realizado ensaios prévios, as ancoragens a ensaiar na fase inicial com ensaios de adequabilidade devem ter armadura com resistência superior à prevista para as ancoragens de obra (EN1537 1999).

Estes ensaios permitem confirmar:

- A capacidade da ancoragem suportar a carga máxima de ensaio (P_p);
- As características de fluência ou de perda de carga de um sistema ancorado até P_p ;
- O comprimento livre aparente da ancoragem (L_{app}).

Os objectivos deste ensaio são, de acordo com a norma EN 1537 (1999):

- Com disponibilidade de dados de ensaios prévios: avaliar se o valor da fluência é aceitável ou verificar as características de perda de carga durante o ensaio, nomeadamente a correspondente à carga de blocagem; fornecer elementos para análise dos resultados dos ensaios futuros; e avaliar a carga crítica de fluência;
- Sem ensaio prévio e (ou) sem disponibilidade de resultados de ensaios prévios obtidos em ancoragens semelhantes construídas em terreno com características equivalentes: avaliar as características acima referidas e definir também os critérios de aceitação da fluência e das perdas de carga a considerar para os ensaios de recepção simplificados, ou definir a carga crítica de fluência;
- Determinar o comprimento livre aparente (L_{app}).

Ensaio de recepção simplificados

Exceptuando as ancoragens anteriormente sujeitas a outros ensaios de carga, as restantes devem ser sujeitas a este tipo de ensaio. Os objectivos, do ensaio de recepção simplificado, são:

- Demonstrar que a carga de ensaio, que dependerá do método de ensaio aplicado, pode ser suportada pela ancoragem;
- Determinar o comprimento livre aparente da ancoragem (L_{app});
- Assegurar que a carga de blocagem aplicada é adequada para garantir a carga de projecto, excluindo o atrito;
- Avaliar as características de fluência ou de perdas de carga no estado limite de utilização, se necessário.

Ensaio de sistema

É durante este ensaio que se observa o bolbo de selagem, a centralidade da armadura durante a selagem, a qualidade de injeção e a definição do comprimento livre.

Assim podem verificar-se, entre outros:

- O comportamento da ancoragem sob tensão;
- A sua capacidade resistente;
- O comprimento livre;
- A integridade da protecção contra a corrosão.

5.3.1 Ensaios de carga com o Método 1

5.3.1.1 Ensaio prévio (EP)

A ancoragem é pré-esforçada, incrementalmente, através de um ou mais ciclos de carga/descarga, desde uma carga mínima de ensaio, P_a , até à carga máxima de ensaio, P_p ou até à rotura.

A carga P_p deve ser distribuída, no mínimo, em seis ciclos de carga (Figura 5.8). Os tempos de monitorização são: $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 5 \rightarrow 10 \rightarrow 15 \rightarrow 20 \rightarrow 30 \rightarrow 45 \rightarrow 60$ minutos. Se o tempo for inferior aos 60 minutos indicados, a sequência abrevia-se de acordo com o que se indica na Tabela 5.1. Nesta apresentam-se os ciclos de carga e os tempos mínimos de observação.

Tabela 5.1 – Ciclos de carga de tempo mínimo de observação para EP e EA para o Método 1 e 2. Adaptado de EN 1537 (1999)

Nível de carga, P_p (%)						Tempo mínimo de observação (minutos)
Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Ciclo 5	Ciclo 6	(Método 1)
10	10	10	10	10	10	1
	25	40	55	70	85	1
25	40	55	70	85	100	15 (60 ou 180 ⁽¹⁾)
	25	40	55	70	85	1
10	10	10	10	10	10	1
⁽¹⁾ No método 2 de ensaio quando a carga máxima corresponde à de blocagem P_0 aumenta-se o tempo de observação.						

O registo dos deslocamentos nos patamares de fluência, à carga máxima de cada ciclo, deve manter-se, no mínimo 15 minutos, para cargas inferiores a P_p , e 60 e 180 minutos em solos arenosos e argilosos, respectivamente, para a carga P_p . O tempo correspondente ao patamar de fluência deve aumentar até se verificar que a taxa dos deslocamentos de fluência é aproximadamente constante no patamar.

Concluídas as leituras do ensaio prepara-se a sua representação gráfica (Figura 5.8), para se obterem os coeficientes de fluência correspondentes a cada um dos patamares. A análise dos resultados deve avaliar a existência de indícios que sugiram futuros movimentos de grandezas inaceitáveis ou probabilidade de rotura por fluência.

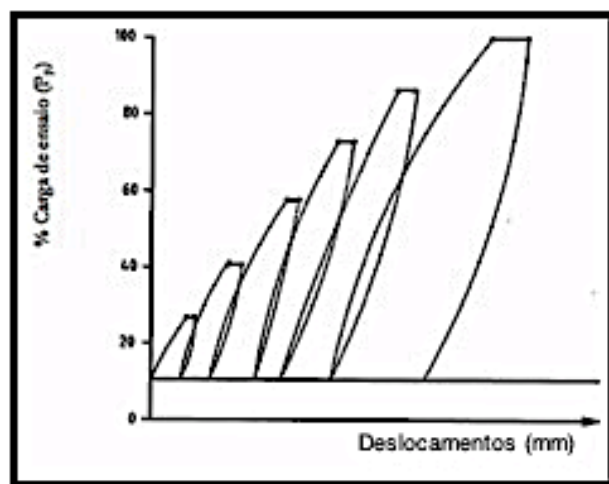


Figura 5.8 – Gráfico da força aplicada em função do deslocamento, com base em ensaios de ancoragens segundo os procedimentos do Método 1. Adaptado de EN 1537 (1999), Anexo E.

5.3.1.2 Ensaio de adequabilidade (EA)

A carga máxima de ensaio (P_p) deve estar distribuída em cinco ciclos de carga omitindo o primeiro ciclo de carga na Tabela 5.1.

5.3.1.3 Ensaio de recepção simplificado (ERS)

A carga deve aplicar-se na ancoragem, até à carga P_p , no mínimo com três incrementos iguais. Atingida a carga P_p , a ancoragem deve ser descarregada até à carga inicial de referência, P_a , seguindo-se uma aplicação de cargas até à tracção de bloqueio, P_0 .

5.3.2 Ensaios de carga com o Método 2

5.3.2.1 Ensaio prévio (EP)

A ancoragem é pré-esforçada incrementalmente através de ciclos de carga/descarga, desde uma carga mínima de ensaio, P_a , até à carga máxima de ensaio, P_p ou até à rotura. A perda de carga na cabeça da ancoragem regista-se, mantendo o deslocamento constante, durante um determinado intervalo de tempo à carga máxima de cada ciclo incremental, nomeadamente ao nível da carga de bloqueio. A carga P_p a aplicar deve ser distribuída, no mínimo, por seis ciclos de carga, como se apresenta na Figura 5.9.

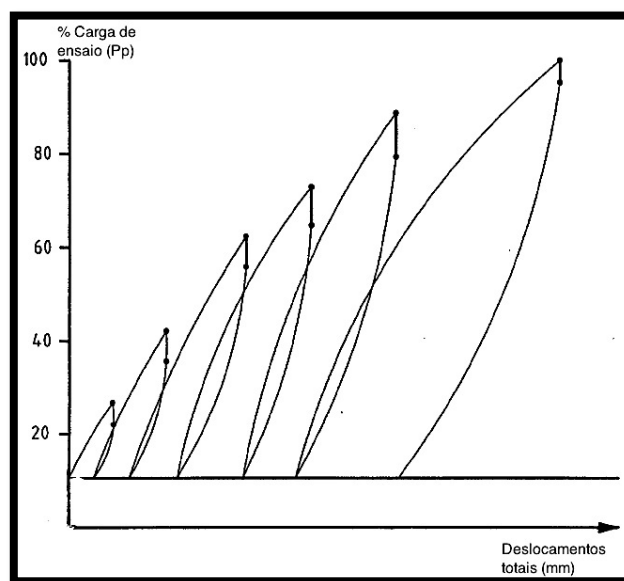


Figura 5.9 - Gráfico da força aplicada em função do deslocamento, com base em ensaios de ancoragens segundo os procedimentos do Método 2. Adaptado de EN 1537 (1999), Anexo E.

Na Tabela 5.2, constam os ciclos de carga e os tempos de observação a considerar neste método de ensaio.

Se decorridos 7 períodos de tempo, ou seja 3 dias, a perda de carga acumulada para a tracção de blocagem proposta não exceder o valor admissível e as perdas de carga por intervalo de tempo não aumentarem, pode terminar-se o ciclo e prosseguir com o ensaio até atingir P_p ou a rotura. Se a perda de carga admissível for excedida e/ou se a perda de carga aumentar por intervalo de tempo, pode aumentar-se o tempo de observação para 8 períodos, ou seja 10 dias, ou mais, até estabilizar. Caso não seja viável estabilizar as perdas, a carga aplicada é considerada excessiva. No entanto, o ensaio deve prosseguir para determinar a carga de rotura.

Tabela 5.2 – Perda de carga admissível. Adaptado de EN 1537 (1999), anexo E.

Tempo de observação (minutos)	Número do período de tempo	Perda de carga acumulada k_1 admissível (%)
5	1	1
15	2	2
50	3	3
150	4	4
500	5	5
1500 (\approx 1 dia)	6	6
5000 (\approx 3 dias)	7	7
15000 (\approx 10 dias)	8	8

5.3.2.1 Ensaio de adequabilidade (EA)

Sabe-se que a ancoragem pode ser solicitada até ao valor da carga máxima de ensaio (P_p), com dois ciclos de carga com a seguinte sequência:

$$10\% P_p \rightarrow 25\% P_p \rightarrow 50\% P_p \rightarrow 75\% P_p \rightarrow 100\% P_p \rightarrow 75\% P_p \rightarrow 50\% P_p \rightarrow 10\% P_p$$

aumentando-se, seguidamente, a carga até à tracção de blocagem (P_0). É de salientar que a perda de carga (K_1) registada à carga de blocagem (P_0), não deve exceder os limites definidos para sete períodos de tempo, 3 dias.

5.3.2.2 Ensaio de recepção simplificado (ERS)

A ancoragem deve ser solicitada até à carga máxima de ensaio (P_p) no mínimo em três incrementos de carga iguais, após o que se alivia a carga da ancoragem até ao valor inicial (P_a) e se tracciona novamente até P_0 . O comportamento da ancoragem observa-se durante 3 períodos de tempo, isto é, 50 minutos, ao nível de P_0 , não devendo a perda de carga exceder os valores acumulados indicados na Tabela 5.2. Caso as perdas excedam esses valores, o ensaio deve prolongar-se até estabilizarem as perdas com valores considerados aceitáveis.

Isto deve-se ao facto de, neste método, impor-se que o deslocamento seja nulo durante a perda de carga correspondente ao patamar de fluência, o que significa que o deslocamento de fluência é igual, mas de sinal contrário, ao deslocamento elástico (k_e) mobilizado na armadura pela perda de carga ΔP . Isto significa que a perda de carga mobilizada durante o patamar de fluência correspondente ao intervalo de tempo $t_2 - t_1$ pode ser quantificada pela equação (5.2).

Para o mesmo valor de fluência (k_s) da selagem, quanto maior o comprimento livre aparente, menor o valor de Δp .

Neste método, a perda de carga é dada por:

$$\Delta_p = \frac{E_t A_t k_s \log(t_2/t_1)}{L_{app}} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

onde

Δ_p : variação de carga

E_t : modulo de deformabilidade do aço

k_s : valor de fluência do aço

t: tempo

L_{app} : comprimento livre aparente do aço

5.3.3 Ensaios de carga com o Método 3

5.3.3.1 Ensaio prévio (EP)

A ancoragem é pré-esforçada incrementalmente desde uma carga mínima de ensaio (P_a) até uma carga máxima de ensaio (P_p). Por sua vez, função da força de tracção correspondente a uma extensão permanente de 0,1%, $P_{t0,1\%k}$ ou até à rotura. Os deslocamentos da ancoragem são medidos mantendo a carga constante em cada patamar de carga.

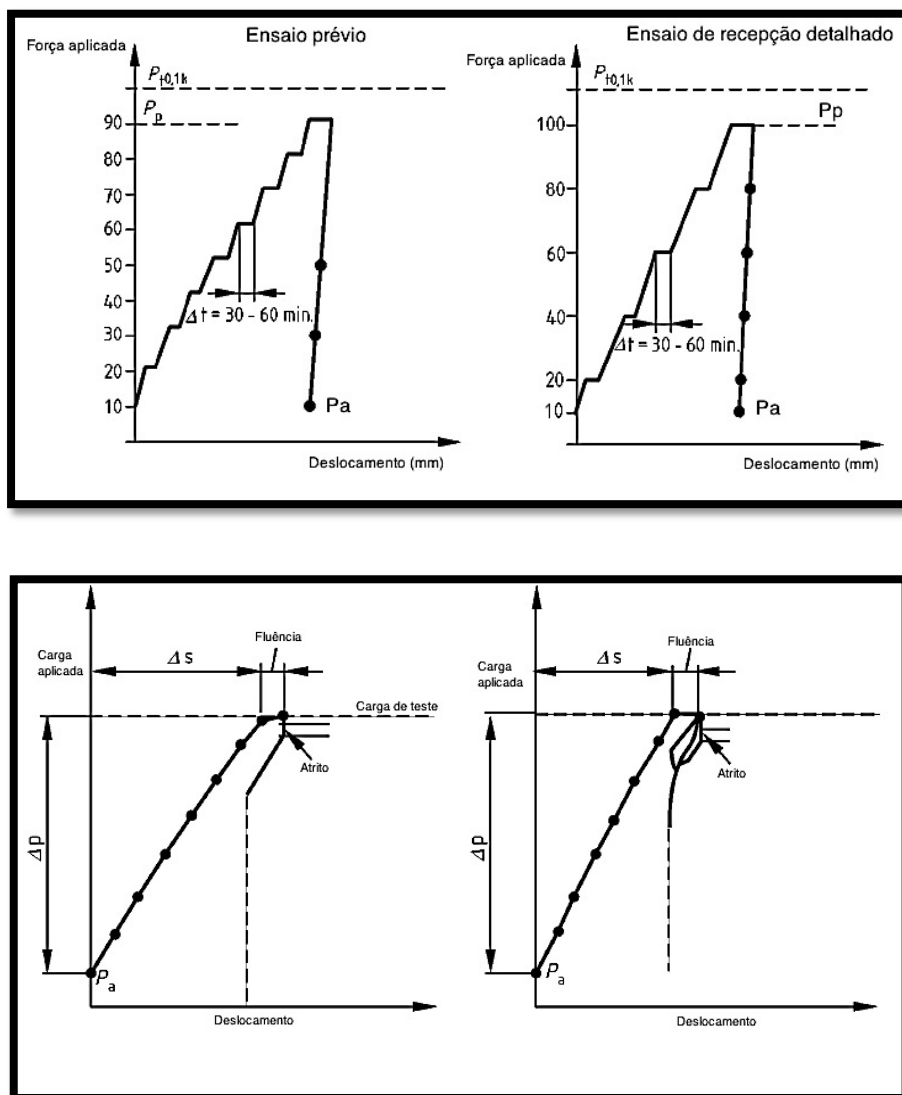


Figura 5.10 e 5.11 a) e b) - Gráficos da força aplicada em função do deslocamento, com base em ensaios de ancoragens segundo os procedimentos do Método 3 e, respectivamente EP, EA e ERS. Adaptado de EN 1537 (1999)

Apresenta-se, de seguida, a Tabela 5.3 com os valores de incrementos de carga e do tempo mínimo de monitorização dos EP para o Método 3.

Tabela 5.3 - Incrementos de carga e tempo de monitorização. Adaptado de EN 1537 (1999)

Incrementos de carga % $P_{t0,1k}$ 1) 2) 3)									
Carga inicial (P_a)	1	2	3	4	5	6	7	8	Incremento número
10	20	30	40	50	60	70	80	90	% $P_{t0,1k}$
0	60	60	60	60	60	60	60	60	Período de observação
	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	(minutos)
1) Carga inicial $P_a=0,1P_{t0,1k}$; 2) $P_p\leq0,9P_{t0,1k}$; 3) O exemplo apresenta 8 incrementos									

5.3.3.2 Ensaio de adequabilidade

A ancoragem deve ser solicitada até P_p até, pelo menos, 5 patamares de carga como mostra na Figura 5.10 com os incrementos e tempos de observação da Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Incrementos de carga e tempos de observação dos EA. Adaptado de (EN1537 1999)

Incrementos de carga % P _p ^{1) 2)}							
Carga inicial (P _a)	1	2	3	4	5	6	Incremento número
10	25	40	55	70	85	100	%P _p
0	60	60	60	60	60	60	Período de observação (minutos)
	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	(30)	
1) Carga inicial P _a =0,1P _p ; 2) P _p ≤0,9P _p							

5.3.3.3 Ensaio de recepção simplificado (ERS)

A ancoragem deve ser traccionada desde a carga inicial (P_a) até à carga máxima de ensaio (P_p) pelo menos em quatro incrementos de carga. A carga de ensaio deve manter-se constante durante um período mínimo de 15 minutos, Figura 5.10.

Com o recurso ao Método 3, o comprimento livre da ancoragem deve ser calculado com os dados obtidos a partir da Figura 5.10.

O comprimento livre aparente (L_{app}) calcular-se-á do seguinte modo:

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta \delta}{\Delta_P (1 - f)} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

onde:

Δ_P : variação de carga

E_t : modulo de deformabilidade do aço

A_t : área da secção da armadura de aço

t: tempo

f: atrito

L_{app} : comprimento livre aparente do aço

$\Delta \delta$: incremento do deslocamento total correspondente ao incremento de carga Δ_P , obtidos através dos valores fornecidos pelos ensaios descritos.

6

Estudo de caso. Cais turístico de Pinhão

6.1 Considerações gerais

No presente capítulo apresentam-se os aspectos relativos à execução de uma parede de estacas-prancha metálicas ancorada. Por não estar, directamente, no âmbito desta dissertação, não são focadas as fases de dimensionamento das estacas-prancha, mas sim das ancoragens que se utilizaram na obra.

Neste capítulo apresenta-se a análise de um caso de obra, constituído por uma parede de estacas-prancha monoancorada, num porto fluvial, dividido em duas fases. A primeira fase de estudo é referente a um primeiro projecto onde se detectaram algumas falhas. Nesta fase descreve-se, resumidamente a localização, a geologia e a geotecnia do local, a topografia, os níveis do plano de água, as correntes que influenciam o local. São, ainda, apresentadas, estudadas e descritas, as soluções estruturais adoptadas, a metodologia utilizada, para o cálculo da estrutura e para a estabilidade global da obra.

A segunda fase da obra refere-se ao remedeio da rotura das ancoragens, foi proposto um novo projecto, acompanhado pela autora da presente dissertação. Neste novo projecto, foram dimensionadas novas ancoragens.

6.2 Fase um

6.2.1 Descrição

Para melhorar as condições de acostagem na localidade do Pinhão, Conselho de Alijó, Figura 6.1, o Instituto de Navegabilidade do Douro (IND) decidiu construir um cais acostável, com o comprimento de 81 metros, com capacidade suficiente para poder ser utilizado por navios de turismo fluvial, para o que mandou elaborar um projecto que esteve disponível em 2007.

Antes da realização da obra, a localidade possuía uma plataforma acostável com 10 metros de comprimento e com fundos inadequados para a acostagem de barcos cruzeiro turísticos. Este tipo de barco requer postos de acostagem de 40 metros. No local existiam alguns pontões flutuantes para barcos de recreio, um terrapleno arborizado e uma rampa-varadouro não mecanizada.

Este cais foi desenvolvido a nascente da rampa-varadouro existente, ficando aproximadamente

paralelo à margem do rio.

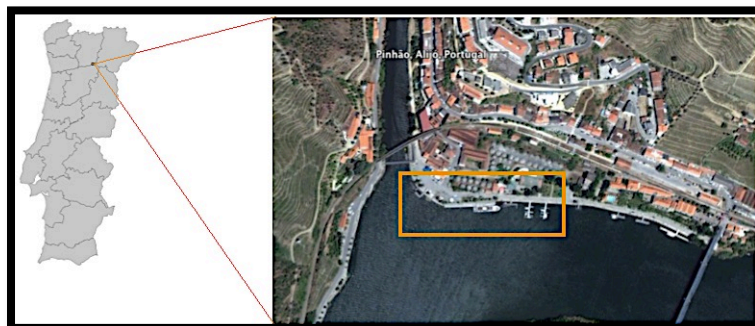


Figura 6.1 – Localização do local em estudo. Adaptado de Google Maps©

Os objectivos da obra foram, assim, a criação de uma frente acostável rectilínea e com fundo suficiente para as exigências decorrentes da acostagem de embarcações como as anteriormente descritas, criar uma nova área de terraplino pavimentado e garantir o completo apetrechamento do cais e a sua dotação de infra-estruturas necessárias à sua exploração comercial.

6.2.2 Geologia e geotecnia

As margens do rio Douro, no local que interessa ao estudo desenvolvido, são constituídas por formações de xistos mais ou menos alterados. Estas formações, apresentadas na Figura 6.2, quando não afloram à superfície, encontram-se subjacentes a uma camada de terra vegetal que serve de suporte à vegetação.

As condições geológico-geotécnicas podem ser esquematizadas, como se observa na Figura 6.2.

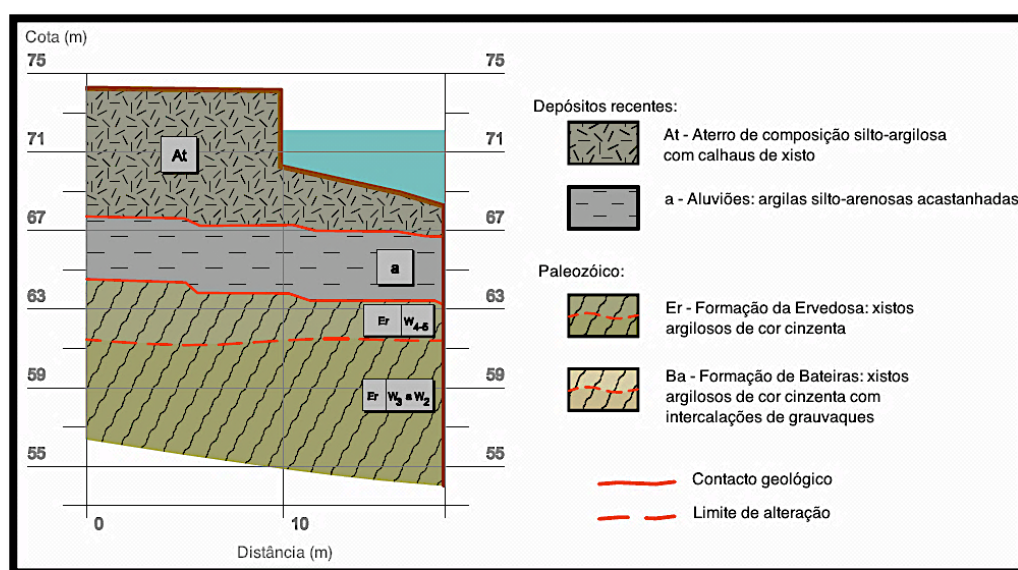


Figura 6.2 – Perfil geológico do Pinhão, segundo interpretação da autora

Deste modo, efectuou-se um conjunto de ensaios com penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL), orientados segundo o alinhamento previsto para a estrutura do cais a construir e que, forneceram informações qualitativas dos materiais aluvionares existentes no leito do rio e da sua espessura sobre o substrato rochoso.

Os resultados dos ensaios com PDL mostram que, na zona onde se pretende fundar o novo cais, existe uma camada de materiais soltos com espessura variável que apresentam baixa capacidade resistente ($N \leq 20$ pancadas) e que, de um modo geral, a partir dos 6,0 metros de profundidade, a capacidade resistente dos materiais melhora significativamente e rapidamente, com o esgotamento da possibilidade de penetração da sonda ($N \geq 60$ pancadas).

Os resultados revelaram alguma uniformidade de constituição dos fundos, podendo concluir-se que:

- O “bed-rock”, provavelmente constituído por xistos, encontra-se coberto por uma camada de solos areno-siltosos com espessura que, na extensão compreendida pelos ensaios, é da ordem de 2,4 a 5,8 metros;
- A camada destes solos é facilmente dragável, o mesmo não acontecendo com o “bed-rock”, que exigiria desmonte a fogo.

6.2.3 Topografia e hidrografia

A topografia do local, apesar de existirem levantamentos parcelares, foi realizada de raiz, para o projecto, para evitar imprecisões altimétricas e planimétricas incompatíveis com o rigor exigido pelas estruturas que se pretendiam construir.

A batimétrica dos 68,0 m (que corresponde sensivelmente à requerida para garantir os 4,0 a 4,2 m de ancoragens no cais, a partir da cota 72,0 m) corre a pouca distância da margem actual do Pinhão e sensivelmente paralela a ela, afastada do coroamento do *perré* (enrocamento) marginal cerca de 20 m do lado de jusante e 30 m do lado de montante.

O talvegue do rio encontra-se a cotas da ordem dos 54,0 a 58,0 m e a distâncias da margem de cerca de 60,0 a 70,0 m.

Por sua vez, a distância entre as batimétricas dos 68,0 m que correm na margem direita e na margem esquerda do rio é superior a 100 m, o que garante boas condições de manobra de atracação e desatracação dos maiores barcos de cruzeiro turístico que já operaram ou que se prevê operarem no rio Douro, cujo comprimento de fora a fora poderá atingir os 70 m.

De facto, a batimetria local permite efectuar sem problemas as manobras de acesso e saída, mesmo no caso mais exigente, que é o da embarcação vir de jusante e voltar para jusante, situação essa na qual é necessário fazer uma inversão de marcha, pelos próprios meios, o que exige um círculo de manobra de cerca do dobro do comprimento da embarcação.

6.2.4 Níveis do plano de água

De acordo com os dados contidos na publicação “Roteiro da Via Navegável do Douro” editado pelo Gabinete de Navegabilidade do Douro em Novembro de 1991, as cotas de exploração da albufeira da Régua são as seguintes, dadas em Nível Geral do País (NPG):

$$N_{\text{mínimo}} \quad +72,00 \text{ m (NPG)}$$

$$N_{\text{máximo}} \quad +73,50 \text{ m (NPG)}$$

6.2.5 Correntes

Nas actuais condições de exploração da albufeira e em consequência da localização do cais construído (na margem direita do rio Douro adjacente ao canal de navegação mais profundo) a influência das correntes não é significativa, em projecto.

No entanto, devido a condições de precipitação elevada, que obrigue a descargas das barragens de montante, o terraplino do cais pode ficar submerso e submetido à acção da corrente.

Os valores máximos admitidos são da ordem de 5,0 m/s.

6.2.6 Escolha das soluções estruturais consideradas em projecto

Do ponto de vista portuário (e independentemente de outras actividades que possam ocorrer no porto), a componente mais importante é o cais para serviço das embarcações de cruzeiro turístico. Esta unidade é o elemento dominante à escala local.

As condições locais de topografia, hidrografia e geotecnia aconselham um desenvolvimento do cais ao longo da margem do rio, que corre sensivelmente paralelo a essa margem e fica situado no troço livre entre a rampa e os pontões para pequenas embarcações.

O facto de o cais ser contínuo e com um desenvolvimento rectilíneo de 81 m garante melhores condições de serviço, pelo caso de ser mais versátil uma frente de acostagem corrida, que permite a atracação e o atendimento desde as embarcações menores e médias (da ordem dos 30 a 40 m) até às maiores (que poderão ultrapassar os 50 m), além de conferir um acesso terrestre de passageiros, mais

fácil e desafogado do que aconteceria se houvesse, por exemplo, dois cais separados com ligação aos terraplenos por ponte de acesso.

O navio tipo que se considerou no projecto é o navio de passageiros destinado a turismo fluvial com as seguintes características:

- porte: 1500 tdw
- comprimento fora a fora: 80,0 m
- boca: 10,0 m
- calado: 3,6 m

Além deste navio, que corresponde ao chamado “Barco Hotel” e realiza cruzeiros no rio Douro, o cais é utilizado por barcos mais pequenos com apenas 40 m de comprimento fora a fora e ainda barcos rabelos com cerca de 20 m de comprimento.

A caracterização geométrica das várias embarcações constitui um dado de base importante para o estudo da concepção estrutural do cais a construir principalmente no que diz respeito às cotas do coroamento da superestrutura.

Deste modo, o projectista conclui que, para as embarcações de turismo fluvial, a cota de coroamento de +74,40 m (NGP) é satisfatória havendo, no entanto, que prever a acostagem dos barcos rabelo num trecho em “escada”, localizada na extremidade montante do cais, uma vez que possuem um bordo livre bastante reduzido e não têm possibilidade de instalar escadas de portaló⁷.

As condições de manobra dos barcos são boas, para qualquer das três hipóteses de operação:

- o navio vem de jusante e continua para montante;
- o navio vem de montante e continua para jusante;
- o navio vem de jusante e regressa a jusante.

Só neste último caso haverá que efectuar a inversão de marcha da embarcação, através da sua rotação em frente do cais. Isto exige uma bacia de manobra, se a operação for feita apenas com os meios próprios da embarcação, com diâmetro da ordem de duas vezes o comprimento do barco. A batimetria local mostra que as profundidades naturais garantem essa distância sem necessidade de dragagens.

A frente do cais está ligeiramente avançada relativamente à margem actual, para uma melhor ocupação e arranjo urbanístico na área vizinha, tendo o alinhamento do cais ficado sensivelmente

⁷ Abertura, num navio, para entrada e saída de passageiros.

paralelo à margem do lado de montante.

A cota do coroamento do cais e terrapleno adjacente é de +74,4 m.

Os fundos na frente, apenas com uma ligeira dragagem de regularização, permitem uma profundidade de 4,20 m, mesmo nas condições de nível mínimo (+72,0 m) na albufera.

6.2.7 Estudo das soluções estruturais

Efectuada a caracterização das condições locais e das necessidades portuárias, o projectista, procedeu a uma análise prévia das possíveis soluções para execução da estrutura e fundações do cais a construir e, posteriormente, à escolha daquela que se considera mais favorável e adequada.

As soluções estruturais, consideradas pelo projectista, foram as seguintes:

- cais em estrutura de betão armado com tabuleiro vigado e apoiado sobre estacas;
- cais em blocos sobrepostos de betão;
- cais em caixotões de betão armado;
- cais em cortina atirantada de estacas-prancha.

Seguidamente apresenta-se uma síntese das principais conclusões dessa análise:

Cais em estrutura de betão armado com tabuleiro vigado apoiado sobre estacas

Trata-se de um tipo de estrutura muito comum em obras marítimas e fluviais que tenham por finalidade a acostagem de embarcações. De um modo geral, um cais deste tipo consiste num tabuleiro ou plataforma com uma estrutura reticulada de vigas de betão armado pré-fabricadas ou moldadas *in situ* sobre as quais se executa uma laje de pavimento também em betão armado. Previamente à execução do tabuleiro é cravado um conjunto de estacas segundo uma malha bem definida e coincidente com os nós principais da estrutura do tabuleiro.

As estacas normalmente utilizadas são de betão armado encamisadas por um tubo metálico perdido podendo também, ser construídas em tubos ou perfis de aço ou em troços pré-fabricados em betão armado.

Qualquer dos métodos utilizados constitui uma forma de fundação indirecta que deve sempre atingir os estratos geológicos com melhor capacidade de resistência.

De uma forma geral, este tipo de estrutura é recomendado para locais onde os estratos geológicos mais resistentes se encontram a grandes profundidades ou para leitos arenosos, em virtude da

facilidade de cravação de estacas.

Para o presente cais fluvial do Pinhão não pareceu ser um tipo de estrutura recomendável em virtude da geologia existente no local e dos meios especiais exigidos para a sua execução uma vez que envolve a mobilização de equipamento pesado (bate estacas e grua flutuante) para a movimentação e cravação das estacas e dos elementos pré-fabricados do tabuleiro. As estacas têm de ser sempre encamisadas e com diâmetro tal que possibilite a utilização de martelos de fundo de furo, em virtude do provável aparecimento de blocos de rocha, que impessam a sua cravação.

Cais de blocos sobrepostos de betão

Este tipo de estrutura de frente de cais é também muito comum em obras marítimas e fluviais e consiste basicamente na montagem, por sobreposição, de blocos de betão de geometria e peso variável, de modo a que no final se obtém uma estrutura de contenção em gravidade do terrapleno de tardoz.

Este tipo de estrutura é bastante versátil e aplica-se com êxito a condições de fundos em que a geologia e a geotecnia local permitem a fundação directa dos blocos. A fundação consiste no saneamento por dragagem dos materiais aluvionares menos resistentes e, posteriormente, na execução de um prisma de enrocamento com a superfície devidamente nivelada e regularizada às cotas de fundo exigíveis pelo projecto para assentamento da primeira fiada de blocos.

No presente caso do cais fluvial do Pinhão não pareceu, ao projectista, ser a estrutura que melhor se adaptava, uma vez que a pré-fabricação dos blocos exige uma área relativamente grande de estaleiro e meios de movimentação pesados quer terrestres quer fluviais. No entanto, o principal impedimento considerado residiu no facto de que a execução de dragagens de saneamento e regularização dos fundos decerto provocariam alguma instabilidade nos muros de contenção existentes.

Cais em caixotões de betão armado

Este tipo de estrutura é em tudo semelhante ao descrito na solução anterior no que se refere ao modo de fundação e ao seu funcionamento enquanto estrutura de gravidade.

A grande diferença está presente, sobretudo, na facilidade de construção e na dispensa de meios pesados de movimentação e elevação de carga bem como na reduzida área de estaleiro necessária ao fabrico dos elementos.

A estrutura dos caixotões consiste numa soleira pouco espessa em betão armado sobre a qual nasce um conjunto de paredes periféricas e interiores bastante ligeiras, que constituem o que se designa por fuste do caixotão, e que definem geometricamente as células. Posteriormente, após afundamento no local previsto, as células são cheias de material granular de modo a conferir a estabilidade exigida pelo

projecto.

Os caixotões são fabricados em carreira, dotada de rampa varadouro, para lançamento à água logo que se obtenham condições de fluatibilidade estável para uma determinada altura do fuste. O fuste é concluído com o caixotão já em flutuação num local acostável da zona de estaleiro, deixando a rampa livre para o fabrico de outra unidade.

Posteriormente, cada caixotão é rebocado para o local do cais a construir, alinhado e afundado, após o que se procede ao enchimento das células, à execução do terrapleno e à betonagem da viga de coroamento e solidarização dos caixotões designada por superestrutura.

Pelas mesmas razões apresentadas para a solução anterior e, apesar da versatilidade, e facilidade de construção, esta não pareceu ser a solução mais adequada para o caso do cais do Pinhão, de acordo com o projectista.

Cais em cortina atirantada de estacas-prancha

Uma estrutura de cais acostável deste tipo consiste na cravação de estacas-prancha metálicas de forma a criar uma frente de cais que é ao mesmo tempo também uma cortina de contenção dos materiais de aterro que formam o terrapleno de tardoz.

Trata-se de uma estrutura que adquire a estabilidade necessária à custa de dois ou mais pontos de apoio, no caso de cortinas atirantadas em vários níveis.

A execução de uma obra deste tipo exige a disponibilidade de equipamento com alguma capacidade de elevação, não tanto pelo equipamento de cravação mas para movimentação e posicionamento das estacas metálicas, que podem atingir alguns metros de comprimento para o presente caso.

Quanto a este tipo de estrutura, o projectista, considera-o adequado e com boa eficácia quando os estratos geológicos de fundação são suficientemente fáceis de penetrar por cravação dinâmica e não há necessidade de efectuar grande número de ancoragens. O motivo, pelo qual, é considerada adequada pelo projectista é, não só pelas razões já referidas mas, sobretudo, porque os solos de fundação que se encontram sobrejacentes ao estrato rochoso mais resistente apresentam características adequadas à cravação de estacas-prancha relativamente curtas. Estas características são de forma a conferir algum grau de encastramento à ficha das estacas-prancha ou, no mínimo, a garantir uma reacção horizontal de apoio ou uma ficha mínima indispensável para uma cortina com um nível de ancoragens posicionados acima da linha de água.

6.2.8 Descrição da solução de projecto

A solução estrutural que foi considerada, pelo projectista, melhor adaptar-se ao caso do Pinhão consiste à descrita no ponto anterior, a de cais em cortina ancorada de estacas-prancha (Figura 6.3).

Esta solução é constituída por uma cortina de estacas-prancha metálicas cravadas no terreno definindo um alinhamento rectilíneo com cerca de 81 m correspondente à frente acostável. Lateralmente, o cais é fechado por dois trechos perpendiculares ao anterior, também de cortina de estacas-prancha, com extensões de cerca de 5 m na extremidade de jusante e 10 m na extremidade de montante. Cerca de 15 m do topo de montante integram-se no trecho de cais designado como zona em escada ou patamares, e tem por finalidade dar apoio de cais a embarcações de costado baixo que terão dificuldade em utilizar o trecho com coroamento à cota +74,40 m (NGP). Na extremidade de jusante, coincidente com o actual alinhamento da margem do rio, existe um troço de estacas-prancha com cerca de 10 m de extensão que funcionará como cortina de contenção de terras, para obtenção dos fundos à cota +68,00 m (NGP).

A infra-estrutura do cais acostável, nomeadamente toda a frente do cais, é em cortina de estacas-prancha metálicas do tipo Larssen.

No dimensionamento das estacas-prancha procurou trabalhar-se com tensões de serviço inferiores às tensões admissíveis recomendadas para os aços o que, à partida, forneceu uma garantia de existir uma sobreesspessura para estes elementos metálicos e, portanto, uma maior segurança relativamente à corrosão.

As fichas de cravação das estacas-prancha da cortina foram, no mínimo, de 3,0 m de comprimento a partir das cotas de fundo do terreno de projecto. O comprimento da ficha podia variar uma vez que o terreno de fundação pode apresentar características que facilitassem mais ou menos a operação de cravação até se atingir a “nega”, sendo assim considerada uma ficha teórica com 4,20 m.



Figura 6.3 – Cais do Pinhão (arquivo pessoal)

Junto ao topo superior das estacas-prancha foram montados conectores, indispensáveis a uma melhor ligação entre estes elementos metálicos e a viga de coroamento em betão armado executada *in situ* com 1,25 m x 2,00 m de secção, a qual funciona como elemento rígido de solidarização da cortina de estacas-prancha e faz uma uniformização da distribuição de esforços pelos tirantes de ancoragem.

Sobre esta viga foram colocados cabeços de amarração, argolas e outros elementos do apetrechamento do cais.

Tratando-se de uma cortina ancorada foi previsto, à cota +72,90 (NGP), um conjunto de 30 ancoragens do tipo “Dywidag”, espaçadas de 3 m e que, mergulhando 25 graus em relação à horizontal, ancoradas no maciço rochoso por meio de bolbos de selagem. Os tirantes funcionam como elementos passivos, não sendo possível efectuar pré – esforço inicial mas apenas alguns ajustes no seu estado de tensão por forma a garantir a verticalidade da cortina ao longo da fase de construção do cais. Estimou-se, em projecto, que o comprimento livre mínimo dos tirantes é de 12,0 m e que a extensão dos bolbos de selagem é de 4,0 m. A execução das furações foi realizada com auxílio de plataforma flutuante recorrendo ao equipamento de martelo rotativo. Após selagem dos bolbos, os tirantes foram protegidos contra a corrosão de forma dupla por manga de PVC injectada com calda de cimento.

A existência de um conjunto de ancoragens próximo do coroamento do cais reduz significativamente os esforços de serviço e os deslocamentos nas estacas-prancha, o que permitiu optar por elementos mais ligeiros e económicos.

A superestrutura do cais é constituída por um terrapleno de aterro depositado entre o tardo de cortina de estacas-prancha e os muros de contenção existentes. A cota geral do terrapleno é de +74,40 m (NGP).

6.2.9 Metodologia de cálculo utilizada no projecto

A metodologia geral aplicável ao cálculo e dimensionamento teve por base, além do estabelecido pelos regulamentos nacionais que vigoraram até então, e dos habituais métodos de dimensionamento de estruturas, também as recomendações contidas na bibliografia da especialidade.

A metodologia de cálculo que foi adoptada, ao nível do projecto, para o estudo da solução construtiva descrita anteriormente foi a seguinte:

- Verificação da estabilidade estrutural da cortina de estacas-prancha do cais para os casos típicos de níveis de água na albufeira, ou seja, nível mínimo de água, nível máximo de água e nível médio associado a acção sísmica;
- Determinação para cada caso dos esforços de cálculo, deformações e tensões instalados nas

estacas-prancha, tirantes e vigas de cintagem;

- Verificação da estabilidade global do conjunto recorrendo às teorias habituais de mecânica dos solos para círculos de deslizamento (método de Bishop);
- Dimensionamento e verificação à segurança das peças de betão armado segundo os critérios do REBAP (REBAP 1983) e das peças metálicas estruturais segundo o Eurocódigo 3.

A viga de coroamento da cortina de estacas-prancha foi estudada considerando que, quer nos trechos laterais quer no trecho frontal do cais, a função desta viga de coroamento é rematar a cortina de estacas-prancha metálicas, de envolver a viga metálica de cintagem/ancoragem e de receber os cabeços de amarração e defensas do apetrechamento, constituindo um elemento de betão armado de apreciável rigidez.

A cortina de estacas-prancha foi previamente pré-dimensionada, recorrendo a soluções que têm como ponto de partida condições de pé de cortina e condições de equilíbrio estático.

Posteriormente, após a definição do tipo de estaca a utilizar e a determinação da ficha de cravação respectiva, recorreu-se ao programa de cálculo automático “*LARIX 3*” da “*CUBUS Software*” para aferição do modelo de cálculo e determinação dos esforços e deslocamentos existentes ao longo das estacas-prancha e esforços de tracção nos tirantes.

O *software LARIX* efectua cálculos com base no conceito de estado limite último e estado limite de serviço. Incertezas como acções, propriedades dos materiais e do solo são cobertos com factores de segurança. Estados limite dependentes de factores parciais são centralizados em tabelas. Este *software* gera, se necessário, todas as combinações referentes a acções.

Neste contexto, as acções que serviram de base ao dimensionamento da cortina de estacas-prancha metálicas foram os impulsos laterais dos solos localizados no tardo da cortina no estado activo e no estado passivo para a zona da ficha.

Tabela 6.1 – Pesos volúmicos utilizados para o cálculo do projecto

Aterro emerso		$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Aterro submerso	Efectivo	$\gamma_{\text{sub.}} = 10 \text{ kN/m}^3$
	Saturado	$\gamma_{\text{sat.}} = 20 \text{ kN/m}^3$
Enrocamento emerso		$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Enrocamento submerso	Efectivo	$\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$
	Saturado	$\gamma_{\text{sat.}} = 20 \text{ kN/m}^3$
Água		$\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Tabela 6.2 – Ângulos de resistência ao corte e coesões utilizadas para o cálculo do projecto

Materiais dos aterros	Ângulo de resistência ao corte	$\phi' = 30^\circ$
	Coesão efectiva	$c' = 0,0$
Enrocamentos	Ângulo de resistência ao corte	$\phi' = 45^\circ$
	Coesão efectiva	$c' = 0,0$
Materiais diversos desagregados da camada sobrejacente ao maciço xistoso	Ângulo de resistência ao corte	$\phi' = 25^\circ$
	Coesão efectiva	$c' = 0,0$
Maciço xistoso	Ângulo de resistência ao corte	$\phi' = 40^\circ$
	Coesão efectiva	$c' = 60 \text{ kN/m}^2$

Elementos sobre o nível de água na albufera:

Nível_{mín.} +72,00 m (NGP)

Nível_{médio} +72,75 m (NGP)

Nível_{máx.} +73,50 m (NGP)

As acções permanentes consideradas no projecto foram, os pesos próprios das estruturas, calculados tendo em conta os pesos volúmicos considerados anteriormente. Os impulsos laterais dos solos devidos aos aterros, foram calculados tendo em conta os parâmetros definidos anteriormente e segundo a teoria do Coulomb.

Foram consideradas as seguintes sobrecargas:

Uniformemente distribuída: $Q = 15 \text{ kN/m}^2$

Veículo tipo: do RSA (1983) para pontes da classe II

Amarração dos navios: acção no cabeço (espaçamento mínimo entre cabeços 16,80m) 100 kN

Desnível hidrostático: $\Delta h = 0,50 \text{ m}$

6.2.10 Verificação da segurança das estruturas

Segurança ao deslizamento, ao derrubamento e a tensões na fundação.

Foram analisadas as seguintes situações e comparadas com os parâmetros de segurança estipulados seguidamente, quando aplicáveis.

- Impulsos activos estáticos devidos aos aterros e às sobrecargas, tracção nos cabeços e desnível hidrostático (nível da água correspondente a +72,00 m NGP);
- Impulsos activos estáticos devidos aos aterros e às sobrecargas, tracção nos cabeços (nível da água correspondente a +73,50 m NGP);
- Impulsos activos estáticos devidos aos aterros e a 50% das sobrecargas uniformemente distribuídas, acção sísmica (nível médio das águas +72,75 m NGP).

6.2.11 Verificação da estabilidade do cais

Verificação dos impulsos sobre a cortina de estacas-prancha metálicas.

Impulsos estáticos

Os impulsos activos estáticos foram determinados pela teoria de Coulomb utilizando a seguinte expressão geral:

$$K = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \varphi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi' - i) \operatorname{sen}(\varphi' - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (\text{Eq. 6.1})$$

sendo:

$\beta = 90^\circ$ (parede vertical)

$\varphi' = 30^\circ$ (resistência ao corte no aterro de tardoz)

$\delta = 0^\circ$ (atrito aço/aterro arenoso na parede vertical)

$i = 0^\circ$ (terrapleno horizontal)

Impulsos sísmicos (Mononobe-Okabe)

A quantificação dos impulsos sísmicos dos terrenos do terrapleno sobre a estrutura do cais foi feita mediante a aplicação da fórmula de Mononobe-Okabe, que tem o seguinte desenvolvimento.

$$K_{as} = \frac{1 \pm C_v}{\cos \theta} \times \frac{\sin^2(\beta + \theta)}{\sin^2 \beta} \times \left[\frac{\operatorname{cosec}(\beta + \theta) \cdot \sin((\beta + \varphi') - \varphi')}{\sqrt{\sin((\beta + \delta) + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + i)\sin(\varphi' - (i + \theta))}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (\text{Eq. 6.2})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{C_h}{1 \pm C_v} \quad (\text{acima do nível freático})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{C_v}{1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \pm C_v} \quad (\text{abaixo do nível freático})$$

onde:

Coefficiente sísmico vertical (C_v) = 0,02

Inclinação da parede (β) = 90°

Coefficiente sísmico horizontal (C_h) = 0,06

Inclinação dos terrenos acima tardo (i) = 0°

Peso volúmico da água (γ_w) = 10 kN/m³

Ângulo de resistência ao corte $\phi' = 30^\circ$

Peso volúmico do terreno (γ_t) = 20 kN/m³

Atrito parede / terreno (δ) = 0°

A aplicação física desta teoria corresponde a uma rotação da estrutura de suporte e do terrapleno com um valor de θ , de modo a traduzir o efeito do sismo sobre a parede.

6.2.12 Modelo de cálculo

Os cálculos de estabilidade seguidamente apresentados, foram os efectuados na fase de projecto, e são referentes ao local do cais onde o leito do rio possui declives mais acentuados, tendo sido, de um modo representativo, aplicados em toda a sua extensão.

O modelo de cálculo utilizado, pelo Projectista, refere-se a uma viga vertical de largura unitária, solicitada exteriormente, pelos impulsos activos do solo e, equilibrada pela ancoragem e pelos impulsos passivos ao nível da ficha. Assim, considerou-se um modelo de viga com apoio fixo ao nível da ancoragem e um apoio encastrado ao nível da ficha. Os resultados obtidos pelo Projectista estão apresentados nas Tabelas 6.3 e 6.4.

Foram consideradas seis situações, ao nível de enchimento da albufeira, para o cálculo de impulsos sobre a estrutura situação estática para um nível mínimo de água (+72,00 m NGP), situação estática para um nível máximo de água (+ 73,50 m NGP), situação estática com a albufeira vazia, situação estática com a albufeira cheia, situação sísmica com um nível médio de água (72,75 m NGP) e para a fase de construção.

Para o cálculo dos impulsos sobre a estrutura foi utilizado pelo Projectista, como anteriormente referido, o programa de cálculo automático *LARIX*. Os impulsos considerados foram os seguintes:

D_a – Impulso activo teórico de cálculo

D_o – Parcela de impulso activo relativa a sobrecargas

D_w – Impulso hidrostático

D_p – Impulso passivo

Da observação dos resultados obtidos, o Projectista conclui que a situação mais desfavorável, em termos de esforços nos tirantes, é a de albufera vazia

Tabela 6.3 – Resumo dos resultados obtidos, para as acções estáticas, com o programa de cálculo *LARIX*

Fase de serviço				
Níveis de água considerados	Ficha [m]	Comprimento total da estaca [m]	M _{máx} estaca [kNm/m]	F tirante [kN/m]
A_{vazia}	4,05	9,40	339,5	158,9
$NA_{min}=+72,00$ m NGP	4,25	9,65	286,1	154,9
$NA_{máx}=+73,50$ m NGP	3,89	9,29	199,7	116,9
A_{cheia}	3,73	9,13	169,4	87,7

Tabela 6.4 – Resumo dos resultados obtidos, para as acções sísmicas, com o programa de cálculo *LARIX*

Resultados para as acções sísmicas				
Fase de serviço				
Níveis de água considerados	Ficha [m]	Comprimento total da estaca [m]	M _{máx} estaca [kNm/m]	F tirante [kN/m]
$NA_{medC}=+72,00$ m NGP Componente vertical de baixo para cima	3,84	9,24	201,3	116,1
$NA_{medB}=+72,00$ m NGP componente vertical de cima para baixo	3,89	9,29	216,2	121,5

6.2.13 Dimensionamento dos tirantes metálicos em varão

- Tipo de aço 1080/1230
- Módulo de elasticidade $E_s = 206 \text{ GPa}$
- Tensão de cedência característica do aço $f_{yd} = 1080 \text{ MPa}$

Esforço de serviço

$$R_t = F_t \times d \times \mu \quad (\text{Eq. 6.3})$$

onde:

F_t – reacção linear de ancoragem [kN/m]

d – espaçamento dos tirantes [m]

μ – coeficiente de segurança relativo à pré-tensão de montagem (adoptou-se 1,2)

Este cálculo foi desenvolvido para o caso da albufeira vazia, pois, como foi referido anteriormente, esta é a situação mais desfavorável e a que exige maiores esforços sobre os tirantes, segundo o Projectista.

$$R_t = F_t \times d \times \mu \Leftrightarrow R_t = 158,9 \times 3,0 \times 1,2 \Leftrightarrow R_t = 571,7 \text{ kN}$$

Assim, o esforço de serviço sobre os tirantes é 571,7 kN

Tensões admissíveis recomendadas

No caso de um aço de qualidade 1080/1230, o valor 1080 N/mm² corresponde à tensão de limite elástico (cedência) e 1230 N/mm² à tensão de rotura, pelo que se optou por colocar os tirantes a funcionar no máximo a 60% da tensão de cedência.

Considera-se 60% da tensão de cedência para reduzir a deformação na cortina de estacas-prancha.

$$\text{Tensão admissível } (\sigma_{ad}) = 1080 \times 103 \times 0,60 = 64,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Diâmetro } (\varnothing) = 36 \text{ mm} \Rightarrow \text{Área } (A) = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Força admissível } (F_{ad}) = 64,8 \times 10,18 = 660 \text{ kN} > R_T = 571,7 \text{ kN}$$

O projectista optou, deste modo, por tirantes com 36 mm de diâmetro, nervurados e duplamente

protegidos contra a corrosão.

Geometria de dimensionamento

Na Figura 6.4 indicam-se as dimensões mínimas consideradas, pelo Projectista, para os tirantes e respectiva posição dos bolbos de selagem.

O comprimento mínimo dos tirantes até ao centro do bolbo é de 7,0 m, segundo os critérios de segurança normalmente adoptados.

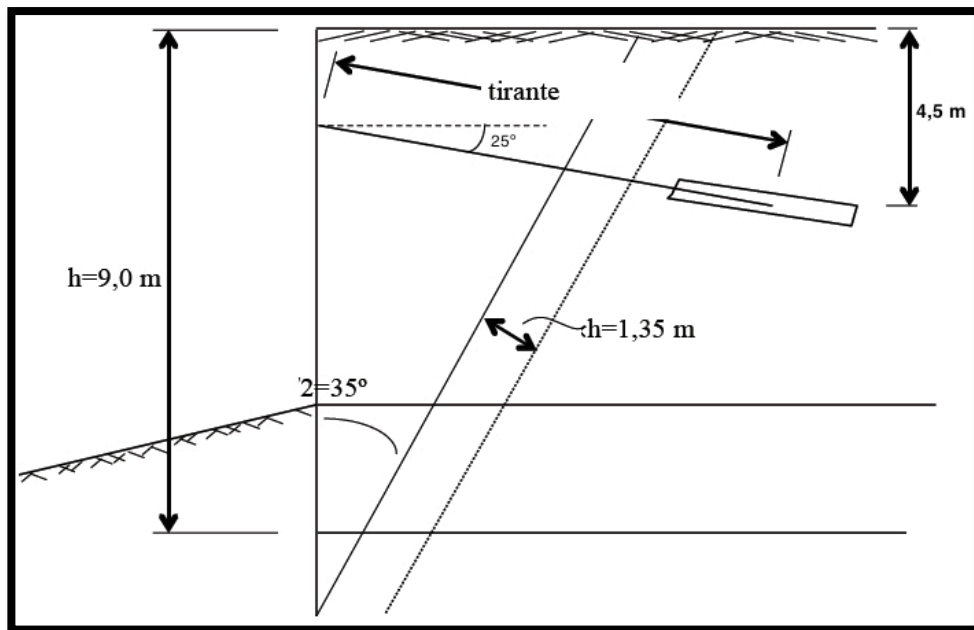


Figura 6.4 – Perfil da obra do Pinhão.

No entanto, considerou-se um comprimento livre de tirante de 12 m, para garantir que o bolbo de selagem ficaria incorporado no maciço xistoso pouco alterado e fora do círculo de rotura.

Este valor deveria ter sido confirmado no local durante a execução e após a realização de ensaios.

Cálculo dos esforços a absorver por cada ancoragem

Com um espaçamento de 3 m entre cada ancoragem, obtém-se:

Albufera vazia : Força (T) = $158,9 \times 3,0 = 477\text{ kN}$

Nível de água mín (+72,00 m NGP): T = $154,9 \times 3,0 = 465\text{ kN}$

Nível de água máx (+73,50 m NGP): T = $116,9 \times 3,0 = 351\text{ kN}$

Albufeira cheia : $T = 87,7 \times 3,0 = 263 \text{ kN}$

Dimensionamento do bolbo de selagem

$$T = \sigma_v \times A_s \times K_f \quad \text{Eq (6.4)}$$

Área da secção do bolbo de selagem (A_s) = πDL (com $D = 0,10 \text{ m}$)

$K_f = 12$ (Areia média compacta)

$\sigma_v = \gamma' \cdot h + \gamma_{\text{sat}} \cdot h$ (tensão vertical estimada no ponto médio do bolbo)

Avazia: $\sigma_v = 144 \text{ kN/m}^2$

NAmín (+72,00 m NGP): $\sigma_v = 155 \text{ kN/m}^2$

NAmáx (+73,50 m NGP): $\sigma_v = 158 \text{ kN/m}^2$

Acheia: $\sigma_v = 160 \text{ kN/m}^2$

Considerou-se um factor de segurança (FS) de valor igual a 3,0. Consequentemente obteve-se:

Avazia: $L = 2,65 \text{ m}$

NAmín (+72,00 m NGP): $L = 2,39 \text{ m}$

NAmáx (+73,50 m NGP): $L = 1,77 \text{ m}$

Acheia: $L = 1,32 \text{ m}$

O projectista obteve o valor $L = 4,00 \text{ m}$, referente ao comprimento de selagem.

O projectista não considerou as situações em que ocorre o sismo, tendo admitido que os valores obtidos nesses casos são inferiores aos apresentados acima.

Devido aos reduzidos valores obtidos para o comprimento do bolbo de selagem, há que verificar a aderência do varão ao bolbo de selagem como podendo ser condicionante para a estabilidade destes elementos.

Aderência do tirante ao bolbo de selagem

Betão a utilizar no bolbo B15/B20

Varão do tirante Ø36

Condições de aderência B (outras condições de aderência)

$$l_{b.net} = 75 \varnothing = 2,70 \text{ m}$$

Concluiu-se que o comprimento mínimo adoptado para o bolbo de selagem é suficiente e garante as exigências de aderência estipuladas no REBAP (1983)

O projectista determinou para a deformação do tirante, um alongamento (Δ):

$$\Delta = \frac{N}{EA} L \Leftrightarrow \Delta = \frac{480}{210 \times 10^6 \times 10,18} \times 1600 \Leftrightarrow \Delta = 3,6 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 6.5})$$

onde considerou:

$$\text{Força aplicada no tirante (N)} = 159,9 \times 3,0 = 480 \text{ kN}$$

$$\text{Módulo de elasticidade do tirante (E)} = 210 \times 106 \text{ KPa}$$

$$\text{Área da secção do tirante (A)} = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprimento total da ancoragem (L)} = 12,0 + 4,0 = 16,0 \text{ m}$$

O alongamento esperado, pelo projectista, para o tirante é 3,6 cm.

Verificação da estabilidade ao deslizamento global

Para verificação da estabilidade do muro cais ao deslizamento global segundo superfícies circulares, considerou-se como mais desfavorável a secção do muro cais, cujo corte transversal corresponde ao trecho em que o leito do rio possui os declives mais acentuados.

A verificação da estabilidade do muro cais ao deslizamento global foi efectuada, pelo projectista, com recurso ao programa Larix. Os resultados obtidos das análises estão representados na Tabela 6.5.

Este programa usa a teoria do equilíbrio limite no cálculo do coeficiente de segurança ao deslizamento de taludes e/ou obras de contenção. No presente caso, o projectista utilizou o método de

Bishop simplificado considerando superfícies de deslizamento passando pelo ponto mais recuado no tardo da base do caixotão. Para cada hipótese de círculos de deslizamento a verificação foi feita pelo projectista em Nível Mínimo, Nível Máximo, Albufeira vazia e Albufeira cheia, sem intervenção da acção sísmica e em Nível Médio das águas com intervenção da acção sísmica.

O projectista elaborou duas análises distintas. A primeira considerando a ficha de cálculo e o tirante sujeito à força de cálculo. A segunda considerando uma ficha mínima de 0,50 m penetrando no maciço xistoso e o tirante desactivado (ancoragem verdadeiramente passiva).

Em ambas as análises efectuadas consideraram-se os círculos que conduziram a resultados menos conservativos e mais reais. Segundo o projectista, os resultados obtidos respeitam os mínimos estabelecidos nas bases do projecto. No entanto, como foi referido, mesmo antes da entrada em funcionamento da estrutura, verificou-se um mau comportamento, com a rotura de parte das ancoragens executadas.

Tabela 6.5 – Resultados obtidos através do software LARIX, para a determinação dos coeficientes de segurança ao deslizamento global.

Resultados da análise de estabilidade factores de segurança (globais) ao deslizamento global		
	Análise 1 (Ficha de Cálculo)	Análise 2 (Ficha mínima de 0,50m)
NA _{min} (+72,00 NGP)	2,41	--
NA _{máx} (+73,50 NGP)	2,85	--
Avazia	2,34	1,53
Acheia	3,20	--
Sismo c/ NA _{méd} (+72,75 NGP)	2,42	--
Fase de construção	3,02	--

6.3 Fase dois. Estudo de caso: reabilitação da estrutura

Como foi anteriormente descrito, na fase um da obra foram utilizadas ancoragens de varão, com as seguintes características:

- Tipo de aço: 1080/1230
- Módulo de elasticidade: 206 GPa
- Tensão de cedência característica 1080 MPa
- Diâmetro: 36 mm

Estes varões possuíam nervuras, é duplamente protegido contra a corrosão, e teriam a inclinação de

25° com a horizontal. No entanto, verificou-se que, pelo menos algumas, junto à cabeça de ancoragem apresentavam um troço com 20° de inclinação com a horizontal, o que pode justificar parcialmente a rotura do varão, sobretudo em conjunção com um assentamento do aterro no tardo da estrutura.

Como foi anteriormente mostrado, as ancoragens foram projectadas de modo a possuírem 12 m de comprimento livre e 4 m de comprimento de selagem.

Apesar desta obra ter seguido todas as etapas planeadas, ao nível do projecto, foi detectada a falha, por rotura de duas ancoragens.

Tendo-se extraviado os boletins dos ensaios de recepção e, para verificar a segurança da obra, o Empreiteiro sugeriu que as ancoragens fossem avaliadas visualmente. Para tal, foram desaterradas parte destas, tendo sido verificado que estavam dobradas e algumas partidas, junto à viga de encabeçamento das estacas-prancha.

Como consequência do que foi descrito a obra não foi aceite pelo Dono de Obra, devido à ineficiência das ancoragens que punham em risco toda a segurança da obra e seus utilizadores.

Decidiu, o Dono de Obra que, para garantir o nível de segurança pretendido e fazer a recepção provisória da obra, se deveriam executar dezanove novas ancoragens, intercaladas com as 20 que existiam anteriormente. As novas ancoragens são constituídas por cordões de aço, ao contrário das primeiras, que como referido eram constituídas por varão.

Neste estudo de caso vão ser dimensionadas as novas ancoragens, analisada a sua execução bem como interpretados os respectivos ensaios de recepção, comparando este novo dimensionamento com o efectuado no projecto inicial, tentando detectar se haveria problemas de dimensionamento que fossem a causa do mau comportamento inicial.

6.3.1 Características mecânicas dos novos tirantes de aço

As características mecânicas dos tirantes de aço utilizados, são apresentadas Figura 6.4.

Diâmetro		Designação	Secção nominal A _s (mm ²)	Módulo de elasticidade E _s (MPa)	Resistência característica σ _{sn} (MPa)	Força de rotura T _s (kN)	Lim. elást a 0,1% T _y (kN)	Peso kg/m
Nominal	(mm)							
0,62"	16,0	Pr EN 10.138 - 1998 Y 1860 S 7	150	195.000	1.860	279	240	1,180

Figura 6.5 – Características do cordão de aço pré-esforçado (VSL GEO 2000).

Tipo	Pr EN 10.138 - 1998 Y 1860 S 7							
	Secção de aço A_s (mm ²)	Força de rotura T_s (kN)	Força Lim. Elást. a 0,1% T_y (kN)	Força de serviço $0,75 \times T_s$ (kN)	Força de serviço $0,625 \times T_s$ (kN)	Força de serviço $0,85 \times T_y$ (kN)	Força de serviço $0,75 \times T_y$ (kN)	Força de serviço $0,60 \times T_y$ (kN)
2 / 0,62"	300	558,00	480,00	418,50	348,75	408,00	360,00	288,00
3 / 0,62"	450	837,00	720,00	627,75	523,13	612,00	540,00	432,00
4 / 0,62"	600	1.116,00	960,00	837,00	697,50	816,00	720,00	576,00
5 / 0,62"	750	1.395,00	1.200,00	1.046,25	871,88	1.020,00	900,00	720,00
6 / 0,62"	900	1.674,00	1.440,00	1.255,50	1.046,25	1.224,00	1.080,00	864,00
7 / 0,62"	1050	1.953,00	1.680,00	1.464,75	1.220,63	1.428,00	1.260,00	1.008,00
8 / 0,62"	1.200	2.232,00	1.920,00	1.674,00	1.395,00	1.632,00	1.440,00	1.152,00
9 / 0,62"	1.350	2.511,00	2.160,00	1.883,25	1.569,38	1.836,00	1.620,00	1.296,00
10 / 0,62"	1.500	2.790,00	2.400,00	2.092,50	1.743,75	2.040,00	1.800,00	1.440,00
11 / 0,62"	1.650	3.069,00	2.640,00	2.301,75	1.918,13	2.244,00	1.980,00	1.584,00
12 / 0,62"	1.800	3.348,00	2.880,00	2.511,00	2.092,50	2.448,00	2.160,00	1.728,00

Figura 6.6 – Propriedades mecânicas do cordão de aço (VSL GEO 2000).

Assim, e de acordo com os esforços de solicitação, que seriam exigidos às ancoragens, foram escolhidas ancoragens compostas por cinco cordões de aço com as características apresentadas na Figura 6.5, ficando as ancoragens, com as propriedades mecânicas mostradas na Figura 6.6

As novas ancoragens, Figura 6.7, intercaladas com as anteriores e espaçadas entre si 3 m, têm a inclinação de 20° com a horizontal, um comprimento total de 19 m e 21 m, isto é, existe intercalação entre ancoragens e, estas serão, à semelhança das anteriores, seladas no maciço xistoso são.



Figura 6.7 – Ancoragens adoptadas, Cais do Pinhão (arquivo pessoal).

6.3.2 Avaliação de impulsos sobre a estrutura

Nesta avaliação, são utilizados todos os parâmetros mecânicos, respeitantes ao solo, que foram utilizados em projecto.

Os pesos volúmicos a considerar serão respeitantes ao aterro situado no tardo da cortina, com os

seguintes valores:

- Aterro emerso: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Aterro submerso: $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Aterro saturado: $\gamma_{\text{sub}} = 20 \text{ kN/m}^3$

O aterro tem um ângulo de resistência ao corte correspondente ao valor $\phi' = 30^\circ$ e coesão efectiva $c' = 0$. É considerada uma sobrecarga, uniformemente distribuída, com o valor $q = 15 \text{ kPa}$, como acção variável. O nível freático foi considerado a meia altura do muro, tal como o indicado na Figura 6.8.

Os coeficientes de impulso activos estáticos são determinados pela teoria de Rankine, utilizando a equação 6.1, descrita no ponto 6.1.9.

Os valores dos parâmetros utilizados são:

$\beta = 90^\circ$ (parede vertical)

$\phi' = 30^\circ$ (atrito interno no aterro de tardoz)

$\delta = 0^\circ$ (atrito aço/aterro arenoso na parede vertical)

$i = 0^\circ$ (terrapleno horizontal)

Após o cálculo obteve-se um valor para o coeficiente de impulso activo com o valor $K_a = 0,41$.

Apresentam-se, de seguida os cálculos para duas situações. A primeira corresponde a um nível freático a meia altura da cortina, a segunda corresponde a uma situação de albufeira vazia, não se considerando aqui qualquer nível freático, apenas os impulsos gerados pelas terras e sobrecarga.

Avaliação na situação de altura de água a meia altura da cortina

Na Figura 6.8 estão representados os resultados dos impulso das terras, acima do nível freático, (I_{a1}), das terras abaixo do nível freático (I_{a2}), o impulso causado pela água (I_{a3}) e o impulso gerado pela sobrecarga q (I_q). A avaliação destes, darão a noção da força total que a estrutura metálica terá que suportar, bem como as ancoragens, para o seu correcto dimensionamento.

Com a situação de nível freático a meia altura da cortina obtém-se

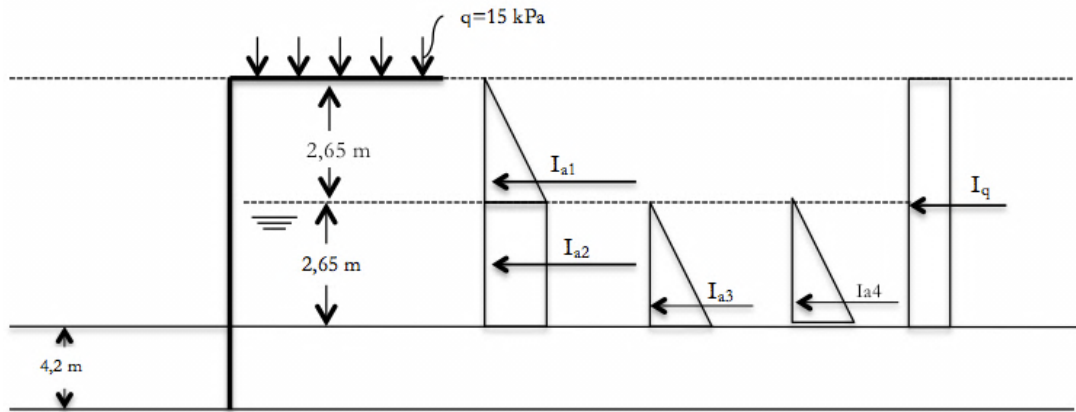


Figura 6.8 – Esquema para a avaliação de impulsos sobre a estrutura, com nível freático a meia altura da cortina.

$$I_{a1} = \frac{K \cdot \gamma \cdot h_1^2}{2} = \frac{0,41 \cdot 18 \cdot 2,65^2}{2} = 25,91 \text{ kN/m}$$

$$I_{a2} = K \cdot \gamma \cdot h_1 \cdot h_w = 0,41 \cdot 18 \cdot 2,65 \cdot 2,65 = 51,82 \text{ kN/m}$$

$$I_{a3} = \frac{K \cdot \gamma' \cdot h_w^2}{2} = \frac{0,41 \cdot 10 \cdot 2,65^2}{2} = 14,39 \text{ kN/m}$$

$$I_{a4} = \frac{\gamma_w \cdot h_w^2}{2} = \frac{10 \cdot 2,65^2}{2} = 35,11 \text{ kN/m}$$

$$I_q = K \cdot q \cdot (h_1 + h_w) = 0,41 \cdot 15 \cdot (2,65 + 2,65) = 32,60 \text{ kN/m}$$

$$I_{aT} = I_{a1} + I_{a2} + I_{a3} + I_{a4} + I_q = 159,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para a situação de um nível freático a meia altura da cortina obtém-se um impulso total com o valor de 159,83 kN/m.

Avaliação para a situação de albufeira vazia

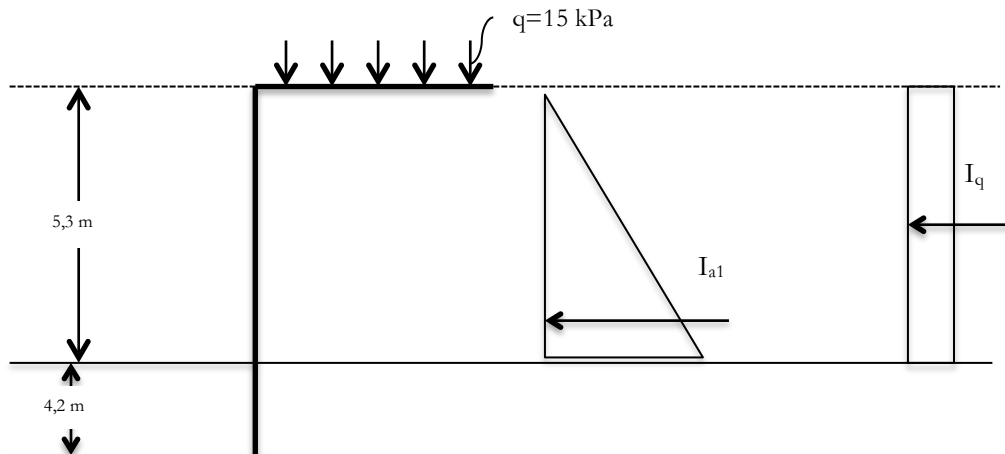


Figura 6.9 - Esquema para o pré-cálculo de impulsos sobre a estrutura, com albufeira vazia.

$$I_{a1} = \frac{K \cdot \gamma \cdot h^2}{2} = \frac{0,41 \cdot 18 \cdot 5,3^2}{2} = 103,65 \text{ kN/m}$$

$$I_q = K \cdot q \cdot h = 0,41 \cdot 15 \cdot 5,3 = 32,60 \text{ kN/m}$$

$$I_{aT} = I_{a1} + I_q = 136,25 \text{ kN/m}$$

Como se pode verificar pelos cálculos, a situação mais desfavorável, aquela em a estrutura terá que suportar mais cargas corresponde à altura de água a meia altura da cortina. Por consequência, todos os cálculos de pré-dimensionamento se basearão na situação acima mencionada.

Não é possível, neste caso, efectuar qualquer retro-análise para aferição da situação de equilíbrio limite, uma vez que a obra não se encontra instrumentada por um lado e, por outro lado, não entrou em colapso.

6.3.3 Dimensionamento teórico dos tirantes

Segue-se o cálculo para os esforços, de serviço, aos quais os tirantes serão sujeitos

$$R_t = F_t \times d \times \mu \Leftrightarrow R_t = 159,83 \times 3 \times 1,2 \Leftrightarrow R_t = 575,38 \text{ kN}$$

onde

F_t : reacção linear de ancoragem [kN/m], valor correspondente ao impulso total na situação de albufeira vazia.

d : espaçamento dos tirantes [m]

μ = coeficiente de segurança relativo à pré-tensão de montagem (adoptou-se 1,2)

6.3.4 Determinação força de serviço

No caso de um aço Y 1860 S7, o valor 1200 kN corresponde à tensão de limite elástico (cedência) e 1395 kN à tensão de rotura, pelo que se optou por colocar os tirantes a funcionar no máximo, a 60% da força de limite elástico.

Considera-se 60% da força de limite elástico a 0,1%

$$\text{Força de serviço admitida} = 1120 \times 0,60 \Leftrightarrow \text{Força de serviço admitida} = 672 \text{ kN}$$

A força de serviço admitida pelo aço é 672 kN, verifica-se que esta é maior do que a reacção linear na ancoragem, que corresponde ao valor 575,38 kN, pelo que se adopta por ancoragens compostas por cinco tirantes em aço com as características mencionadas na Figura 6.5

A reacção linear, já mencionada, é de 575,38 kN, pelo que a força de serviço (P), por segurança, se considera 600 kN.

Devido ao bolbo de selagem ter que se localizar fora da cunha de impulsos activa, definiu-se um valor de comprimento livre de 13,0 m, aferindo-se posteriormente este valor.

6.3.5 Dimensionamento teórico do bolbo de selagem

Para este cálculo utiliza-se o método de Bustamante e Doix (Bustamante and Doix 1985), já mencionado.

$$T_L = q_s \times \pi \times D_s \times L_s$$

onde:

q_s – limite de resistência lateral unitária;

D_s – diâmetro médio do bolbo de selagem;

L_s – comprimento do bolbo de selagem da ancoragem.

Os bolbos de selagem foram estudados para duas situações. A primeira correspondente à carga de serviço (600 kN) e a segunda correspondente ao patamar máximo de carga (P_p) de ensaio (825 kN).

Segundo a norma 1537 (EN1537 1999), a carga para o patamar máximo de ensaio é obtida através da tensão de blocagem (P_0), onde

$$P_0 = P \times 1,1 = 600 \times 1,1 = 660 \text{ kN}$$

sendo

$$P_p = 1,25 \times P_0 = 1,25 \times 660 = 825 \text{ kN}$$

Os resultados obtidos, encontram-se resumidos nas Tabelas 6.6 e 6.7.

Tabela 6.6 – Comprimento de selagem (L_s), de acordo com Bustamante e Doix (1985), para um patamar de carga igual a 600 kN.

Ancoragem	T_L (N)	α	D_d (m)	D_s (m)	q_r (N/m ²)	p_i (Mpa)	L_s (m)
1	6,00E+05	1,2	0,15	0,18	4,20E+05	3	3

Tabela 6.7 – Determinação do comprimento de selagem (L_s), de acordo com Bustamante e Doix (1985), para um patamar de carga igual a 825 kN.

Ancoragem	T_L (N)	α	D_d (m)	D_s (m)	q_r (N/m ²)	p_i (Mpa)	L_s (m)
1	8,25E+05	1,2	0,15	0,18	4,20E+05	3	3

Os valores obtidos para as restantes 18 ancoragens é idêntico, o comprimento de selagem igual a 3,0 m, pelo que nas tabelas o cálculo de uma é representativo das restantes.

Como se verifica nas tabelas acima, o comprimento de selagem para as ancoragens será 3 m. A bibliografia estudada recomenda que o comprimento de selagem deve ser sempre superior a 3 m, pelo que, por segurança, se adopta um valor para o comprimento de selagem de 6 m.

6.3.6 Comportamento do solo com a implementação da estrutura

Para avaliar o comportamento mecânico do solo e da estrutura de suporte, recorreu-se à ferramenta computacional Geostudio 2004, com o módulo SIGMA/W (análise plana tensão-deformação) da GEO-SLOPE International Ltd. O SIGMA/W é um programa que realiza análises planas e axissimétricas em tensão-deformação de estruturas de solo, sendo possível modelar elementos estruturais. A discretização numérica do meio em estudo é feita por elementos isoparamétricos triangulares e quadrangulares.

Um dos métodos de utilização mais frequente para uma análise numérica em tensão-deformação é

o Método dos Elementos Finitos (MEF). Este permite simular e analisar o comportamento mecânico de uma estrutura e da sua vizinhança, mantendo os parâmetros geométricos da estrutura e do solo. Com esta ferramenta torna-se possível incrementar carregamentos estáticos e dinâmicos, condições de fronteira mais elaboradas, diferentes modelos constitutivos, análise temporal, sequência construtiva, entre outros.

A interação solo-estrutura é um dos elementos principais neste tipo de análise, uma vez que, alterando o estado de tensão no solo, dá-se consequentemente, a alteração do estado de deformação. No caso de estudo pretende analisar-se a interação solo-estrutura, em especial no que se refere ao contacto da cortina com o solo e ao contacto da ancoragem com o solo. Para este efeito, utiliza-se o modelo elástico linear, em termos de tensões totais.

Modelo elástico linear

Este modelo consiste em que a tensão (σ) é directamente proporcional à deformação (ϵ), como se pode observar na Figura 6.10.

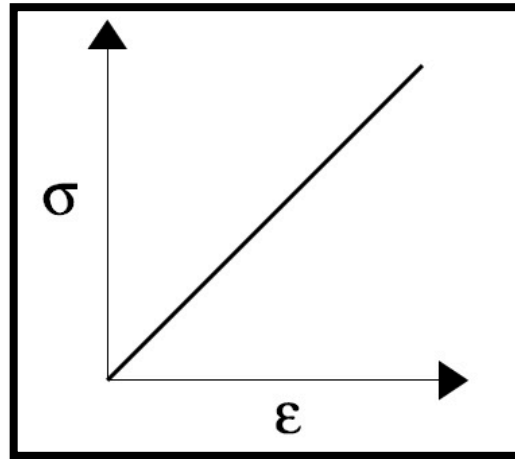


Figura 6.10 – Modelo constitutivo elástico-linear

As constantes de proporcionalidade são o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). A tensão e a deformação estão relacionadas pela Eq. 6.6.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \times \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq.6.6})$$

Para uma análise bi-dimensional, em deformação plana, ε_z é zero.

É de notar que quando ν se aproxima de 0,5, o termo $\frac{1-2\nu}{2}$ aproxima-se de zero e o termo $1 - \nu$ aproxima-se de ν . Isto significa que as tensões e as deformações estão directamente relacionadas com uma constante representativa da deformação volumétrica nula, em condições de carregamento confinado.

A ancoragem é dividida em duas partes. A primeira, o comprimento livre, é modelado como um elemento de barra, não mobiliza qualquer tensão de corte, e tem como função transmitir os esforços da cortina à ancoragem. Os dados de entrada para este elemento são a sua área (A), a elasticidade do material (E) e a força axial aplicada (F). A segunda parte é o bolbo de selagem, que é modelado como um elemento de viga.

Para a correcta modelação da ancoragem alguns dos dados de entrada devem ser normalizados por metro longitudinal de cortina, para que o problema seja uma concepção planar.

Modelo numérico

Considerou-se uma secção geral representativa da obra em estudo, tendo em conta a geologia apresentada na Figura 6.2, sendo essa secção genérica a esquematizada na Figura 6.11. Nesta figura encontram-se também representadas as condições de fronteira admitidas e, que se podem sintetizar do seguinte modo:

- Limite inferior: deslocamentos impedidos segundo o eixo do x e y;
- Limites laterais: deslocamentos impedidos segundo o eixo do x.

O modelo numérico é constituído por uma malha com 268 nós e 247 elementos, quadrangulares e triangulares. A malha foi elaborada com maior refinamento na região da ancoragem

A estrutura de contenção simulada é a caracterizada pelo corte vertical do terreno, com estacaprancha de 9,5 m de comprimento. Esta inclui uma linha de ancoragens, com espaçamento entre si de 3,0 m, como se pode observar na Figura 6.11.

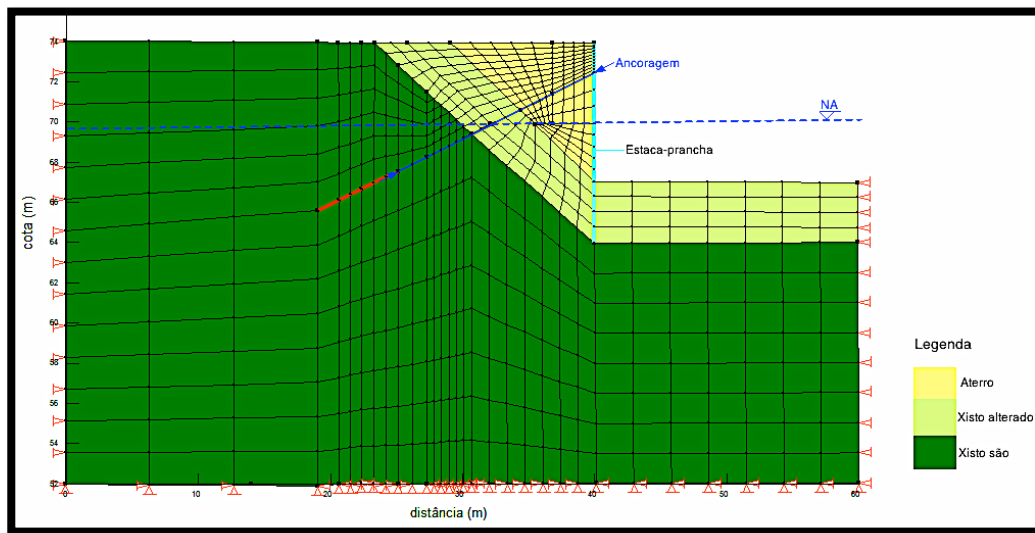


Figura 6.11 – Geometria do modelo numérico.

Para fazer a modelação por elementos finitos procedeu-se, inicialmente, à análise das tensões totais *in situ*. Neste modelo consideram-se as condições iniciais do terreno, para se obter as tensões totais *in situ*, como se pode observar na Figura 6.12 a.

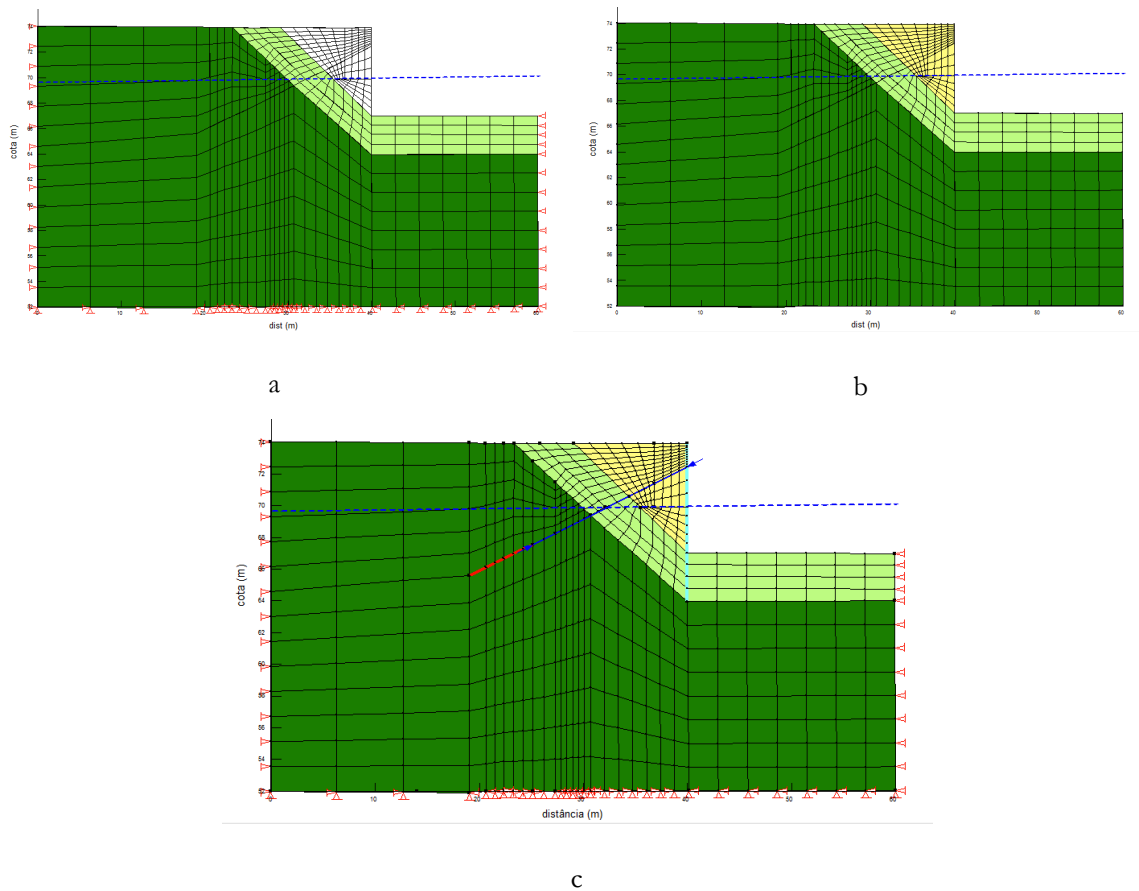


Figura 6.12 – a) Geometria do modelo inicial; b) Geometria do modelo com introdução do aterro e das estacas-pranchas; c) Geometria do modelo final, incluindo ancoragens

Seguidamente, reproduzindo o procedimento de construção em obra, procedeu-se à inserção das estacas-prancha no terreno, com aterro do seu tardo (Figura 6.12 b). O modelo, da Figura 6.11, encontram-se em maior pormenor no anexo A, Figura A.1.

Para esta fase de análise utilizou-se o ficheiro dos resultados da análise anterior, de determinação das tensões *in situ*, como tensões iniciais, obtendo-se o ficheiro das tensões existentes após execução das estacas-prancha e aterro no seu tardo. Por sua vez, este ficheiro de tensões foi usado como tensões iniciais no cálculo final, resultando na Figura 6.12 c, em que se aplica o esforço relativo à ancoragem activa.

Vão ser ajustados e discutidos os resultados obtidos da fase de cálculo representada na Figura 6.12 c, encontrando-se alguns perfis relevantes no anexo A.

As características dos tirantes de aço são as apresentadas na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Parâmetros relativos aos tirantes de aço

Descrição	Símbolo	Unidade	Valor
Inclinação	α	°(graus)	20
Diâmetro do tirante	d	m	0.015
Área transversal do tirante	A	m ²	7.5x10 ⁻⁴
Módulo de elasticidade do tirante	E	GPa	195
Diâmetro do bolbo de selagem	d	m	0,015
Área transversal do bolbo	A	m ²	7.5x10 ⁻⁴
Módulo de elasticidade do bolbo	E	GPa	200
Momento de inércia do bolbo	I	m ⁴	5x10 ⁻⁴
Comprimento livre	L _{app}	m	13
Comprimento do bolbo de selagem	L _s	m	6
Espaçamento entre ancoragens	-	m	3

Apresentação de resultados

Para esta análise, estuda-se o comportamento da estrutura sujeita apenas aos impulsos de terras, isto é, faz-se uma análise estática da estrutura. Porém, a estrutura, durante este tempo, poderá ser sujeita a acções sísmicas. Será abordada a estabilidade da estrutura sob essas acções, considerando uma análise pseudo-estática.

Tensões totais máximas

Na Figura 6.13 estão representadas as tensões totais máximas no modelo numérico. Como se pode observar, as tensões totais aumentam, gradualmente, com a profundidade, ainda que, nas isolinhas de tensão pode verificar-se a existência de um ponto de inflexão na zona de ficha da estaca prancha,

ficando estas com a concavidade voltada para cima, ao passo que à esquerda da ficha estas têm a concavidade voltada para baixo.

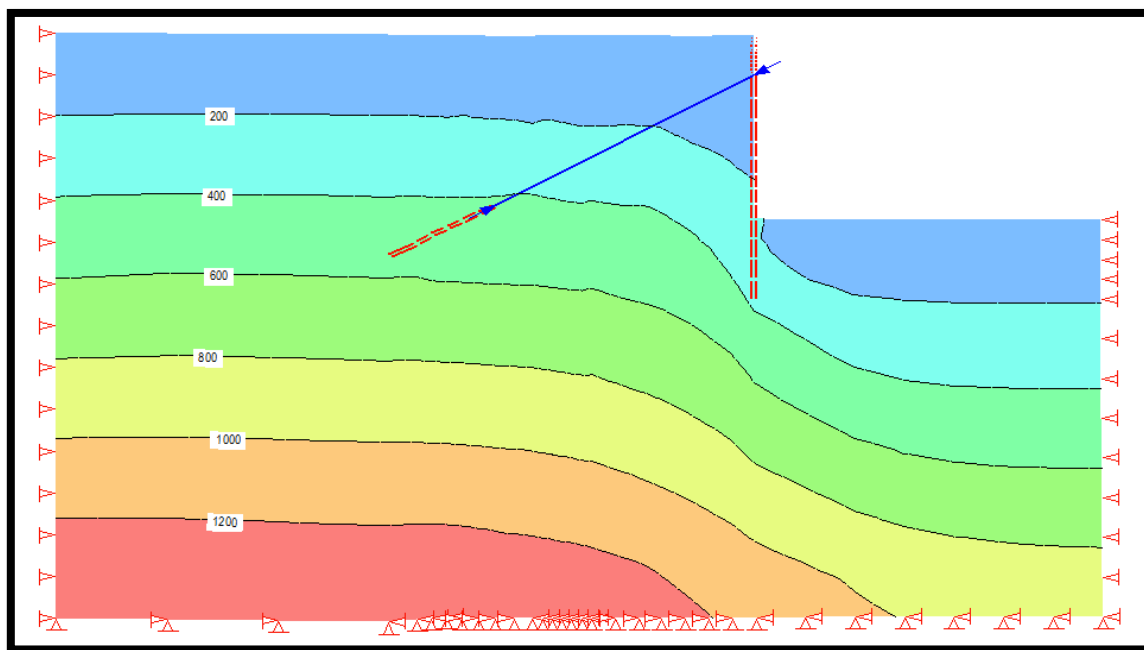


Figura 6.13 – Tensões totais máximas

A figura mostra a distribuição de tensões, no terreno, quando se insere uma ancoragem com capacidade de carga de 600 kN. Pode notar-se que o comportamento das isolinhas é distinto em três regiões: no bolbo de selagem, no comprimento livre e na interface da cortina. Na zona do bolbo de ancoragem ocorre um alívio de tensões. No comprimento livre há um aumento gradual de tensões. Na região de interface cortina-terreno existe uma queda nos valores de tensão vertical, sendo esta característica do arqueamento.

Pela observação da 6.14 a), representativa das tensões verticais totais máximas no terreno, ao longo da ancoragem, pode verificar-se um comportamento distinto do mesmo.

Na zona de selagem (L_s) há um aumento das tensões totais, chegando estas a atingir quase 400 kPa. Há um alívio progressivo das tensões no terreno ao longo do comprimento livre até à cabeça de ancoragem, obtendo-se nesta interface, e como seria espectável, um valor nulo das tensões totais.

Na Figura 6.14 b), representa-se o comportamento das tensões verticais totais máximas, do terreno, ao longo da contenção. Pode observar-se, na zona da ficha, que as tensões atingem o seu valor máximo. Existe um decréscimo das tensões na zona intermédia da contenção, visto que a influência do peso dos terrenos é menor nesta zona, sendo que na interface da ancoragem-contenção este valor é nulo, à semelhança da figura anterior.

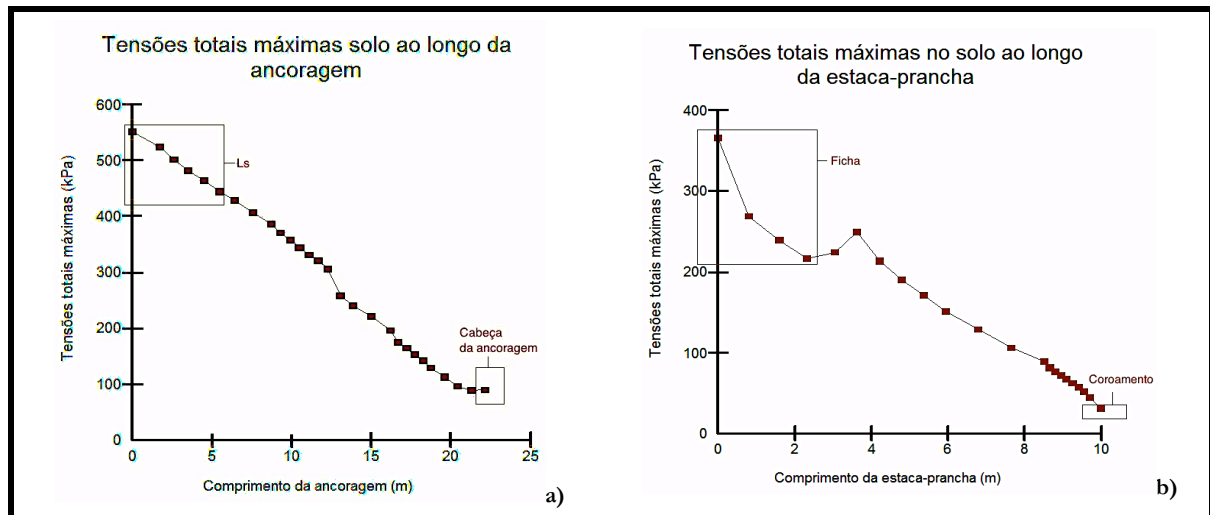


Figura 6.14 – Gráficos das tensões totais máximas a) ao longo da ancoragem; b) ao longo da contenção.

Por fim, nota-se um aumento das tensões, no último trecho do gráfico. Este corresponde ao terreno que se situa acima da ancoragem, contribuindo para este comportamento. Os gráficos representados na Figura 6.14, encontram-se também representados no A, Figuras A.2 e A.3

Tensões de corte

Na Figura 6.15 estão representadas as isolinhas para as tensões de corte, no modelo numérico. Pela observação desta figura é de salientar as modificações nas tensões de corte que a colocação, em carga, da ancoragem provoca no terreno.

Na zona do bolbo observa-se que a tensão de corte muda de sinal, já que entre o bolbo de selagem e a cabeça da ancoragem se verifica uma zona em compressão e, na zona da cabeça da ancoragem ocorre uma solicitação por tracção. Este comportamento deve-se ao facto de o bolbo de selagem provocar movimento do terreno, fazendo com que este descole na zona final. Assim, na zona inicial do bolbo de selagem existe a transmissão de forças do bolbo para o solo e, na zona terminal, do mesmo, acontece o oposto. Nesta situação dá-se uma inversão do estado de tensão.

Na zona do comprimento livre existe um decréscimo das tensões, para valores negativos, até à interface solo-contenção.

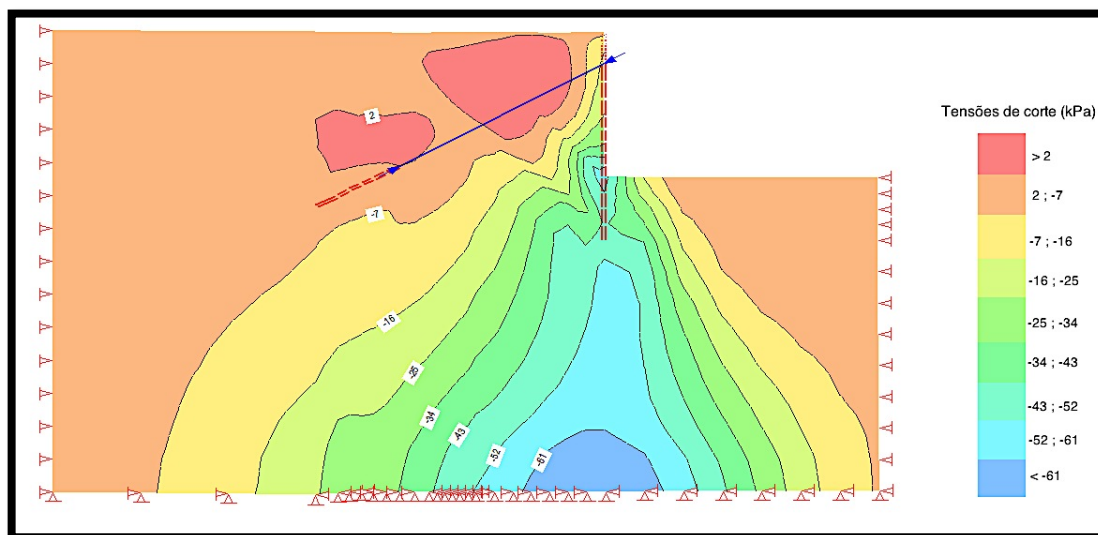


Figura 6.15 – Tensões de corte

Na Figura 6.16 a) está representado o gráfico da variação da tensão de corte, no terreno, ao longo da ancoragem.

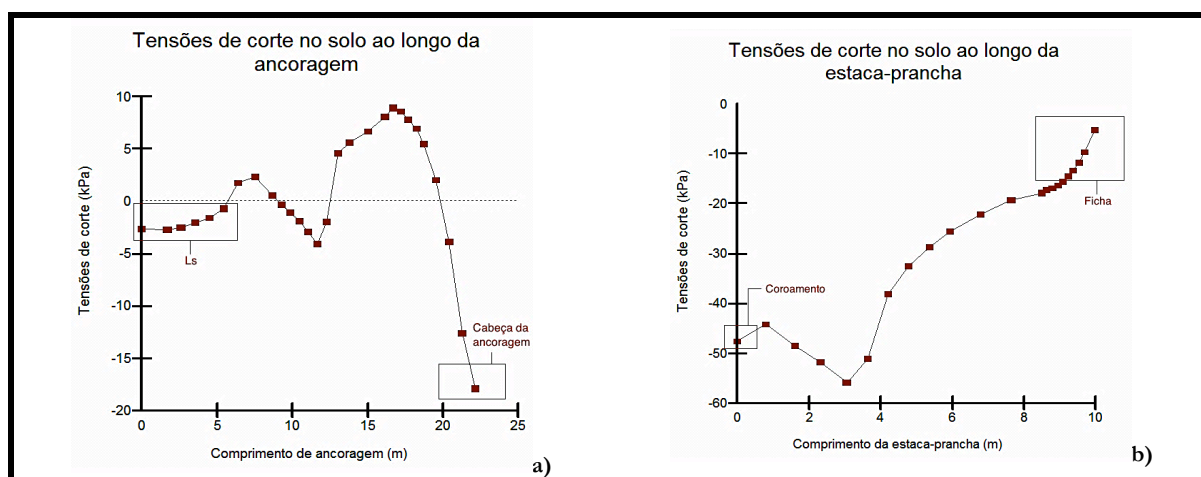


Figura 6.16 – Gráficos das tensões de corte, no terreno a) ao longo da ancoragem; b) ao longo da contenção

Os gráficos, acima apresentados, ilustram o comportamento do terreno com a ancoragem e com a estaca-prancha. Os gráficos representados, encontram-se também representados no Anexo A, Figuras A.4 e A.5.

Deformações de corte

A Figura 6.17 mostra as deformações ocorridas no terreno. Num computo geral, poderá dizer-se que a deformação de corte, representa a deformação de um corpo em duas direções. Analiticamente as direções são ortogonais entre si e relacionadas nos eixos x, y, z. Assim um corpo pode deformar-se causando uma mudança em ângulos inicialmente rectos, entre linhas imaginárias do corpo e essa

alteração angular é definida por deformação de corte.

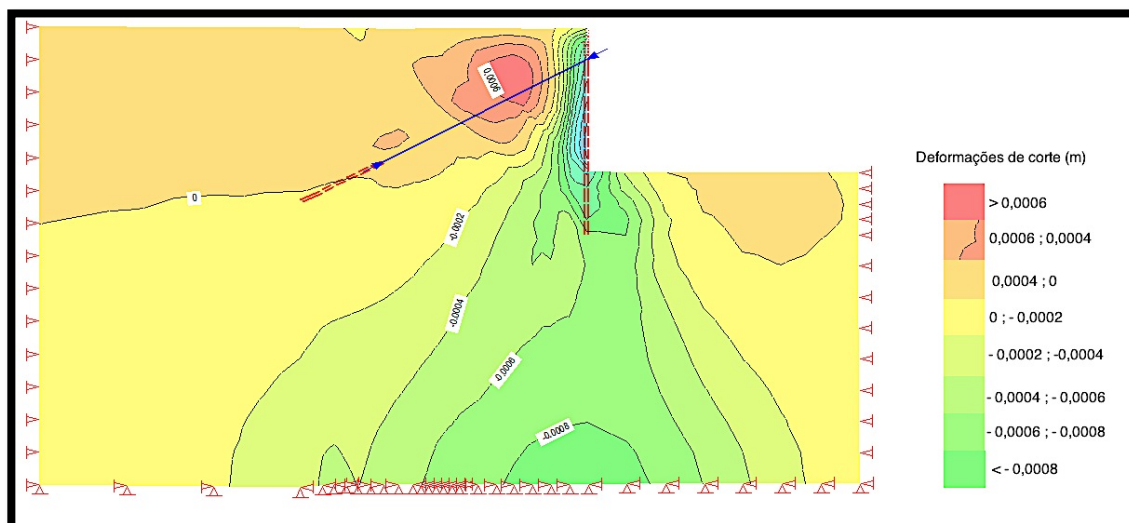


Figura 6.17 – Deformações de corte, no modelo numérico.

Pode verificar-se que na zona do bolbo de selagem há uma deformação, de sinal positivo, nos terrenos, atingindo esta um valor nulo próxima da interface bolbo-comprimento livre, tendendo, a tomar valores negativos próximos da interface ancoragem-contenção e contenção-terreno. Na zona de ficha da estaca-prancha e com a profundidade o valor da deformação, aumentando de valor.

Com o auxílio das Figura 6.18 a) e b), pode fazer-se uma interpretação mais pormenorizada do comportamento das deformações de corte. A Figura 6.18 a) representa as deformações de corte, no terreno, ao longo da ancoragem. Podem verificar-se três comportamentos distintos, referentes às três componentes inseridas no terreno.

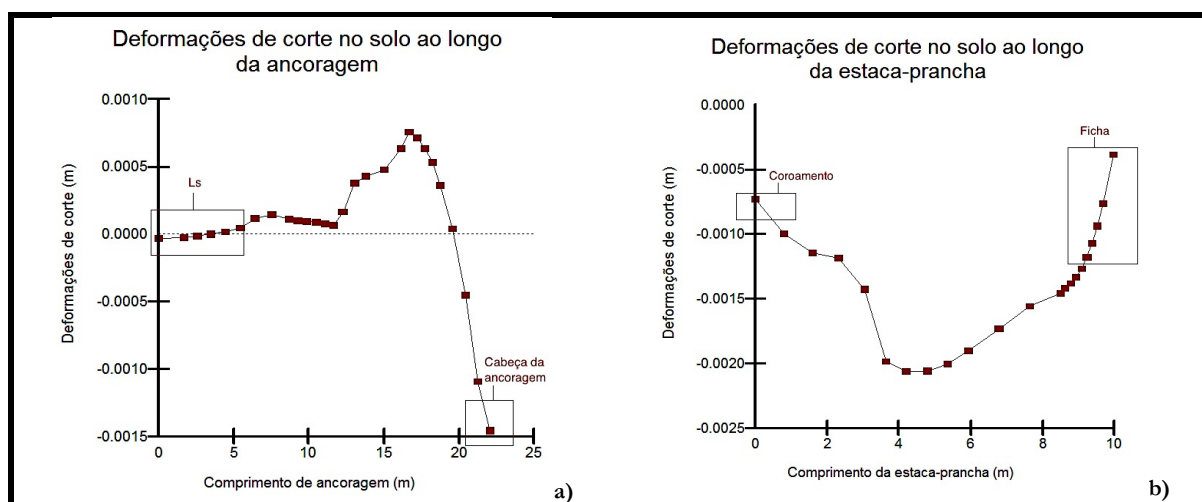


Figura 6.18 – Gráficos das deformações de corte no terreno a) ao longo da ancoragem b) longo da contenção.

Tal como foi atrás mencionado, na zona do bolbo de selagem ocorre uma variação crescente e

positiva nos valores das deformações, tendendo estas deformações tornam-se negativas e crescentes na zona do comprimento livre, retornando a valores positivos próximos da interface ancoragem-contenção. Os valores de deformação voltam a decrescer nas imediações da contenção.

A Figura 6.18 b) representa as variações das deformações, no terreno, ao longo da contenção. Na zona da ficha os valores tendem a aumentar para o topo, devido ao facto de a ancoragem impedir o arqueamento da estrutura, que seria o seu comportamento normal, se a ancoragem não existisse. Por este motivo, verifica-se que na zona intermédia da contenção estão localizados os valores máximos de deformação do terreno. Os gráficos representados na Figura 6.18, encontram-se também representados Anexo A, Figuras A.6 e A.7.

Deslocamentos horizontais

Na Figura 6.19, podem observar-se os deslocamentos induzidos, no terreno, pela estrutura estaca-prancha e ancoragem.

No caso em estudo, ao inserirem-se as estacas-prancha no terreno, e ao serem, posteriormente, aterradas no seu tardo, verifica-se que a parede tem tendência a deformar

As estacas-prancha, encontram-se fixas ao terreno de fundação, pela ficha. Esta restringe os movimentos da contenção fazendo com que, a carga do aterro no tardo, aplique uma tensão na parede, tendendo esta a arquear.

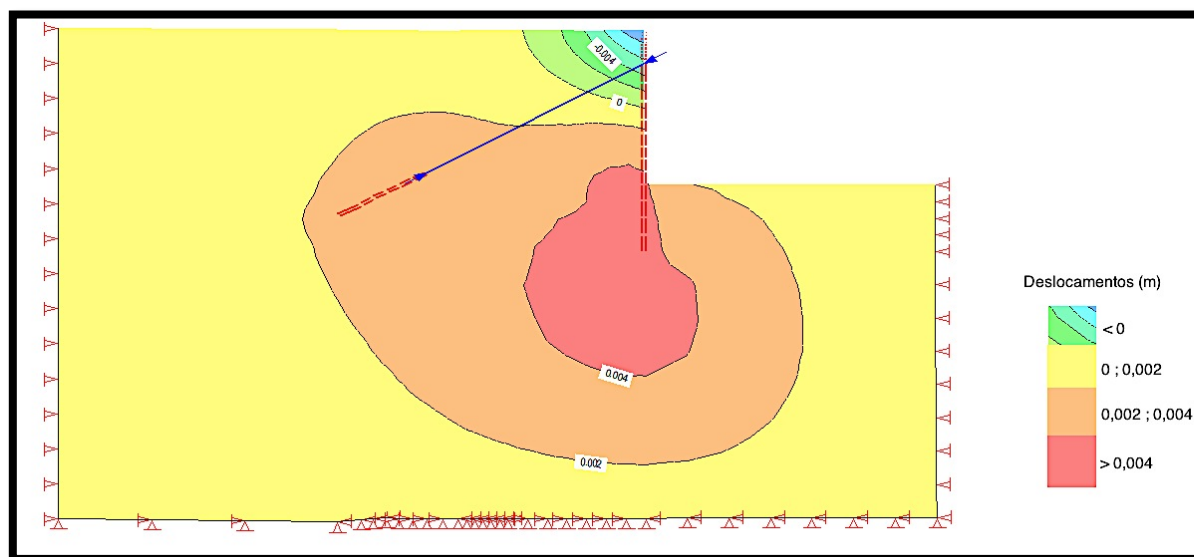


Figura 6.19 – Deslocamentos horizontais (m).

Quando se colocam as ancoragens em carga, verifica-se que estas contrariam o movimento de arqueamento, podendo dizer-se, numa primeira análise, que a entrada em carga das ancoragens limita

os deslocamentos sofridos pela cortina.

Pode, ainda, verificar-se que junto da parede de estacas-prancha o deslocamento é maior, isto deve-se ao facto de ocorrerem fenómenos relacionados com a mobilização de atrito na interface tardoz-solo.

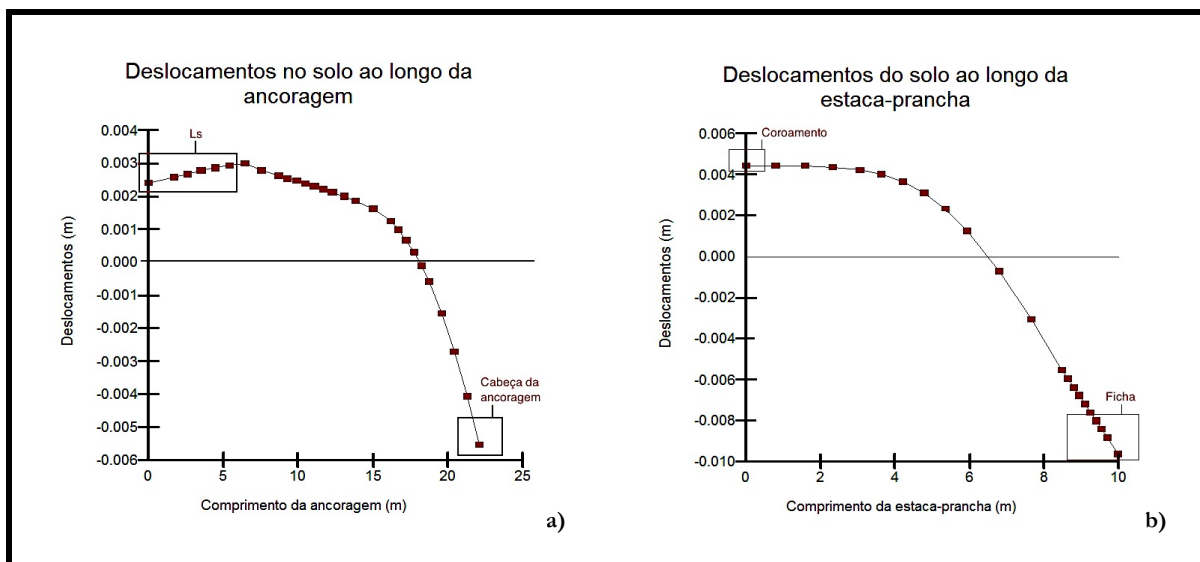


Figura 6.20 – Gráfico dos deslocamentos horizontais. a) na ancoragem; b) na contenção.

Pela observação da Figura 6.20 a), que representa o deslocamento do terreno ao longo de todo o comprimento da ancoragem, pode verificar-se que o gráfico apresenta dois trechos distintos. O primeiro trecho representa um movimento positivo e crescente que varia, aproximadamente, entre os 0,002 m e os 0,003 m, dizendo respeito à zona do bolbo de selagem. Este provoca um movimento de oposição ao movimento da contenção, compensando a sua deformação. O segundo trecho representa o movimento do terreno ao longo do comprimento livre. É de notar que este trecho do gráfico apresenta uma recta decrescente e, variando o deslocamento, aproximadamente, entre os 0,003 m e os -0,006 m. Isto significa que a zona do comprimento livre, ao transmitir os esforços da estrutura de contenção ao terreno, provoca deslocamentos para a direita, na zona mais próxima do bolbo de selagem e, para a esquerda, na zona mais próxima da estaca-prancha.

Quando se observa a Figura 6.20 b), que representa o gráfico dos movimentos do terreno ao longo da estrutura de contenção, pode verificar-se um comportamento distinto da interacção estrutura-terreno, isto é, na zona da estrutura acima da ancoragem, há um movimento para a esquerda, pelo seu valor ser negativo. Na zona da estrutura situada abaixo da ancoragem, nota-se um crescimento dos movimentos no sentido positivo, resultando num deslocamento para a direita. Os gráficos representados na Figura 6.20, encontram-se também representados no Anexo A, Figuras A.8 e A.9.

Estabilidade global

No contexto da presente dissertação, considerou-se importante a avaliação da estabilidade da obra a uma rotura circular.

Para avaliar a estabilidade global do solo e da estrutura, recorreu-se à ferramenta computacional Geostudio 2004, com o módulo SLOPE/W, da GEO-SLOPE International Ltd, criando o modelo da Figura 6.21. Utilizou-se um método de equilíbrios limites, tendo-se optado pela aplicação do método de Morgenstern-Price, considerando uma força inter-fatias com uma distribuição semi-sinusoidal.

Obtendo-se o valor do coeficiente de segurança global é, de facto, interessante compará-lo com o valor do coeficiente de segurança global, obtido pelo projectista.

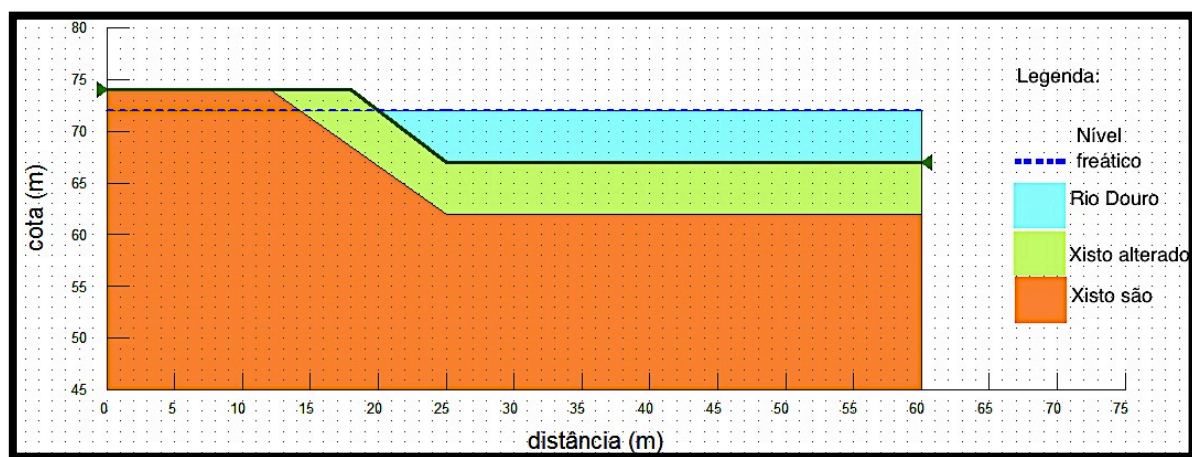


Figura 6.21 – Modelo simplificado, antes do início da obra.

Os parâmetros respeitantes às propriedades mecânicas dos terrenos, utilizados como base de cálculo para a estabilidade global, foram os utilizados em todo o projecto e, são os apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Propriedades mecânicas dos terrenos, utilizadas no modelo de cálculo.

Material	Peso volúmico (γ) (kN/m ³)	Ângulo de resistência ao corte (ϕ) (°)	Coesão (c) (kPa)
Aterro	18	30	0
Xisto alterado	22	25	5
Xisto são	25	40	60

Apresentação dos resultados

Foi efectuada uma análise à estabilidade da obra, mas após a conclusão da mesma.

O modelo utilizado como base de cálculo está representado na Figura 6.22 e, os parâmetros mecânicos do terreno são, igualmente, os representados na Tabela 6.9.

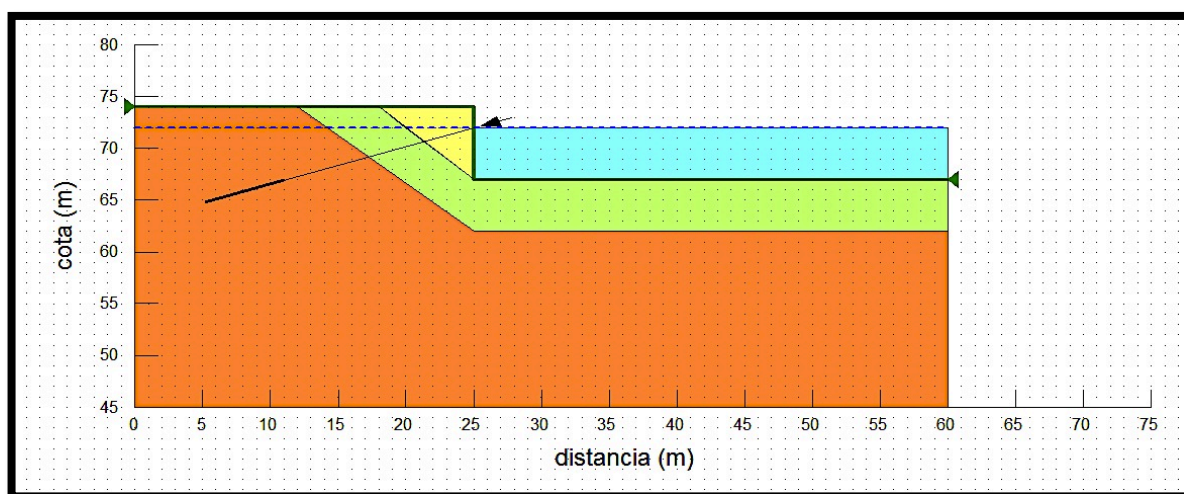


Figura 6.22 – Modelo numérico, simplificado, após a realização da obra.

Os resultados obtidos e, seguidamente apresentados, são os respeitantes à análise determinística pelo método de Morgenstern-Price.

Como se pode observar pela Figura 6.23, o coeficiente de segurança da superfície de rotura provável é 7,562, concluindo-se que é um coeficiente bastante elevado e seguro para o carácter da obra em estudo. Pode ainda verificar-se que o bolbo de selagem fica fora da possível superfície de deslizamento, tal como é recomendado pela norma 1537 (1999).

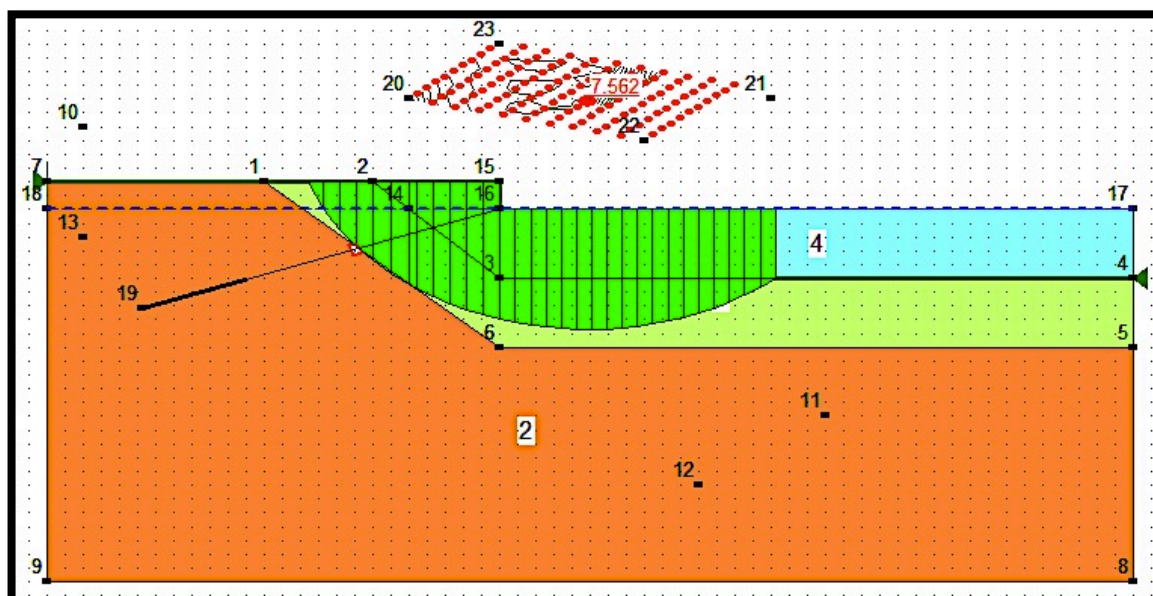


Figura 6.23 – Superfície de rotura provável, no modelo numérico, com coeficiente de segurança igual a 9,839.

A Figura 6.24 representa o gráfico, para o cálculo acima referido, em que se apresenta, para a superfície de deslizamento potencial, a resistência ao corte disponível em cada fatia de cálculo, e a resistência ao corte efectivamente mobilizada.

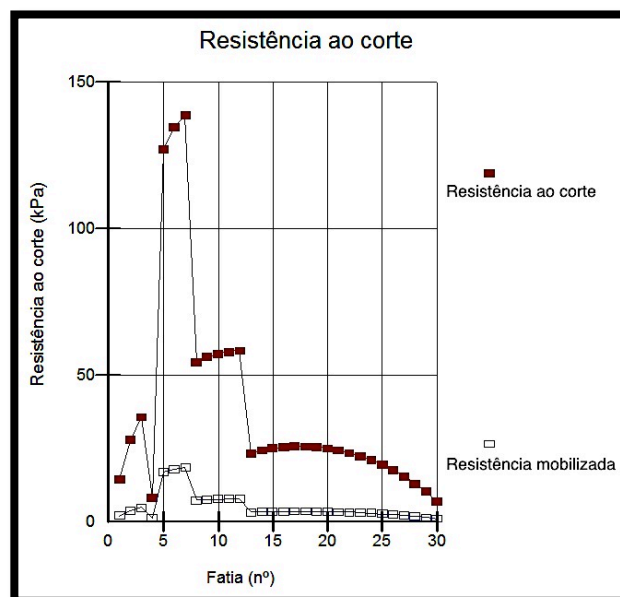


Figura 6.24 – Gráfico representativo da resistência ao corte, de cada fatia, da possível massa deslizante.

Optou-se por efectuar uma análise probabilística de Monte Carlo, para complementar a análise determinística. Esta análise tem como base 5000 testes, simulando situações desfavoráveis, que potenciam um deslizamento da superfície onde se insere a obra, obtendo-se destas os vários factores de segurança globais. Destes, o *software* utilizado, recolhe todos os factores de segurança obtidos, tratando-os estatisticamente, resultando numa função densidade de probabilidade, com uma distribuição normal. Esta função é mostrada na Figura 6.25.

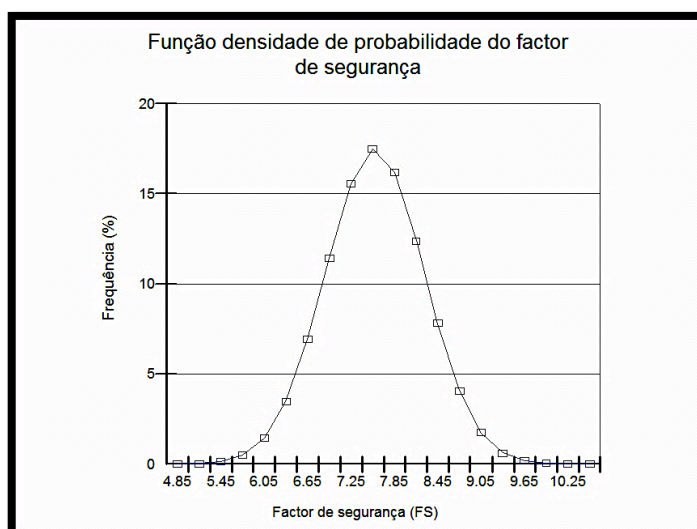


Figura 6.25 – Gráficos da função densidade de probabilidade dos factores de segurança globais.

Os dados obtidos da análise de Monte Carlo, descrita anteriormente, estão representados, sinteticamente, na tabela Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Resultados da análise de Monte Carlo, para a estabilidade da obra a uma rotura circular.

Resultados obtidos	
Coefficiente de segurança médio	7,5817
Probabilidade de rotura (%)	0
Coefficiente de segurança mínimo	5,7906
Coefficiente de segurança máximo	10,079
Número de testes	5000

Os resultados obtidos pela análise probabilística de Monte Carlo, são bastante satisfatórios, pois como se pode observar pela Tabela 6.10, o coeficiente de segurança obtido é bastante superior ao que, habitualmente é utilizado, para o tipo de obra em estudo.

Pode dizer-se, ainda, que a probabilidade de ocorrer uma rotura circular global, na obra em estudo, é zero, o que é apoiado pelo valor elevado obtido para o factor de segurança global.

Refere-se que, anteriormente, foram analisadas as condições de estabilidade a dois tipos possíveis de colapso da obra:

- Obra de suporte em estacas-prancha monoancoradas;
- Estabilidade global da cortina, ancoragens e maciço.

Deste modo, pode verificar-se que o coeficiente de segurança global obtido para a estabilidade global é demasiado elevado para os valores normalmente aceites, para obras deste tipo. Quer isto dizer que a possível rotura, que poderá ocorrer na estrutura, só poderá ser da cortina de estacas-prancha ancoradas, que é o mecanismo crítico desta obra. Tal como analisado, a rotura global não é admissível no presente caso, já que o coeficiente de segurança que se apresenta é demasiado elevado.

Por último e, para garantir a estabilidade da obra numa situação sísmica, recorre-se à análise com o *software* SLOPE/W. Efectua-se uma análise pseudo-estática, uma vez que o coeficiente de segurança global, obtido anteriormente, é suficientemente alto para não se realizar uma análise dinâmica. Esta análise tem como base parâmetros de cálculo que constam no regulamento de segurança e acções para estruturas e pontes (RSA) (1983). Segundo este regulamento, a acção dos sismos resulta num conjunto de vibrações no terreno que são transmitidas às estruturas. Para efeitos de quantificação dos valores característicos da acção dos sismos considera-se o País dividido em quatro zonas, que, por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D.

O concelho de Alijó, situa-se na zona D, como indica a Figura 6.26.

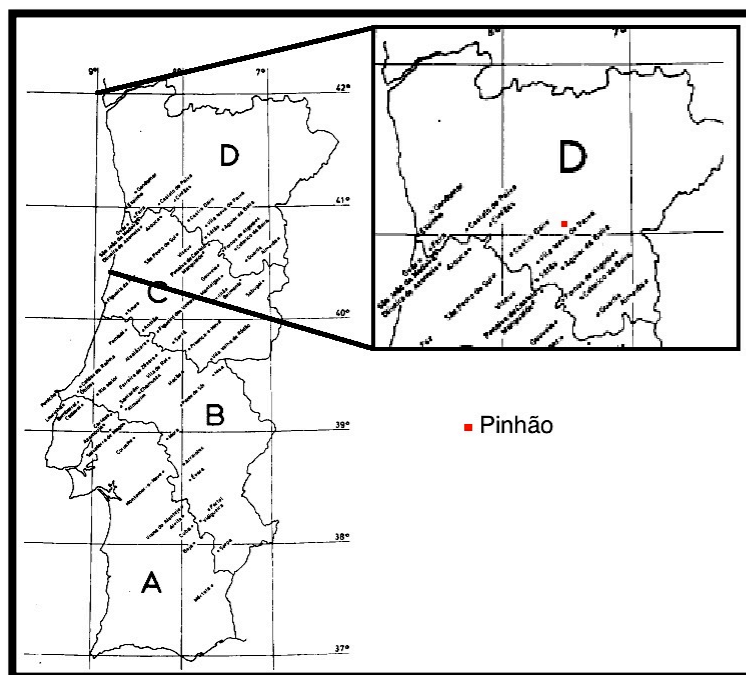


Figura 6.26 – Divisão do País em zonas sísmicas. Adaptado do RSA (1983).

A influência da sismicidade é traduzida por um coeficiente de sismicidade, α , cujos valores se encontram na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Valores do coeficiente de sismicidade α (RSA 1983).

Valores do coeficiente de sismicidade α	
Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

O coeficiente sísmico, β , relativo à acção dos sismos numa dada direcção, é dado pela expressão

$$\beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta}$$

onde:

β_0 – coeficiente sísmico de referência (depende das características do terreno e frequência própria e fundamental da estrutura).

α – coeficiente de sismicidade (depende da zona sísmica onde se localiza a construção).

η – coeficiente de comportamento (depende do tipo da estrutura e da sua ductilidade).

Os valores para o coeficiente sísmico β_0 estão na Tabela 6.12.

Tabela 6.12 – Valores para o coeficiente sísmico β_0 . Adaptado do RSA (1983).

Tipo de terreno	β_0
I	0,4
II	0,4
III	0,32

Os tipos de terreno que estão representados na tabela acima são:

- Tipo I : rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II: solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III: solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

Como já foi descrito, a geologia do local e onde a obra está fundada, os terrenos são considerados do tipo I. Por consequência, o valor para o coeficiente sísmico de referencia a utilizar é $\beta_0 = 0,4$.

O valor para o coeficiente de comportamento, η , é dado pelo REBAP (1983). Este regulamento sugere que, para uma estrutura do tipo parede, com uma ductilidade melhorada seja 2 ($\eta = 2$).

Assim, o coeficiente sísmico, β , relativo à acção dos sismos na direcção horizontal é

$$\beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta} \Leftrightarrow \beta = 0,4 \times \frac{0,3}{2} \Leftrightarrow \beta = 0,06$$

Como a análise a realizar, corresponde a uma análise pseudo-estática global da obra, opta-se pela utilização de um parâmetro de 0,12g para quantificar a aceleração, devida ao sismo, na direcção horizontal e, como é habitual e face à experiência, metade desse valor para a aceleração vertical, 0,06g.

A Figura 6.27 mostra o resultado do cálculo da estabilidade da estrutura com a aceleração sísmica já mencionada.

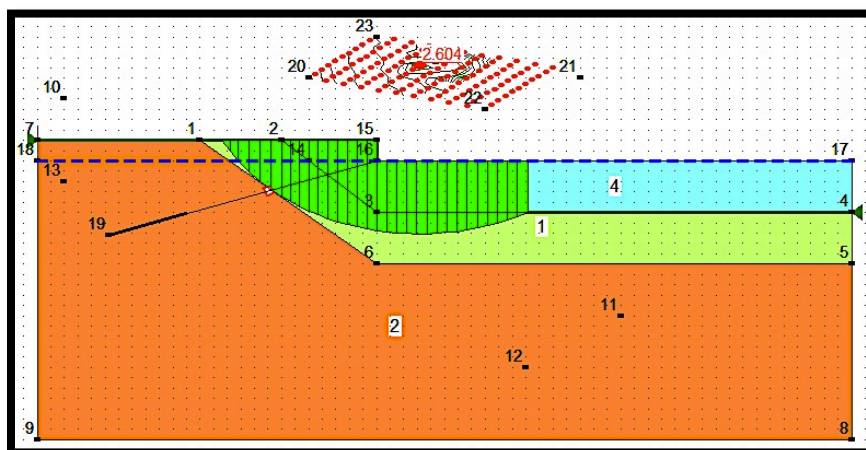


Figura 6.27 – Superfície de ruptura provável, no modelo numérico pseudo-estático, com coeficiente de segurança igual a 2,604.

Como se observa na Figura 6.27, o coeficiente de segurança global desce, em relação à quantificação feita sem o efeito da acção sísmica. Salienta-se, que embora este valor seja mais baixo, que mesmo assim este se insere nos valores de segurança e, aliás, este continua elevado para o exigido por este tipo de obra, mostrando que, este pré-dimensionamento, se encontra do lado da segurança, relativamente à estabilidade global. No entanto, e como foi referido, é a estabilidade da cortina e das suas ancoragens que, neste caso, é crítica para avaliar a segurança da obra.

Ainda mais se verifica que, o bolbo de selagem, se situa fora do círculo provável de ruptura, tal como preconiza a norma EN 1537 (1999).

A Figura 6.28 representa o gráfico, para o cálculo acima referido, em que se apresenta, para a superfície de deslizamento potencial, a resistência ao corte disponível em cada fatia de cálculo, e a resistência ao corte efectivamente mobilizada.

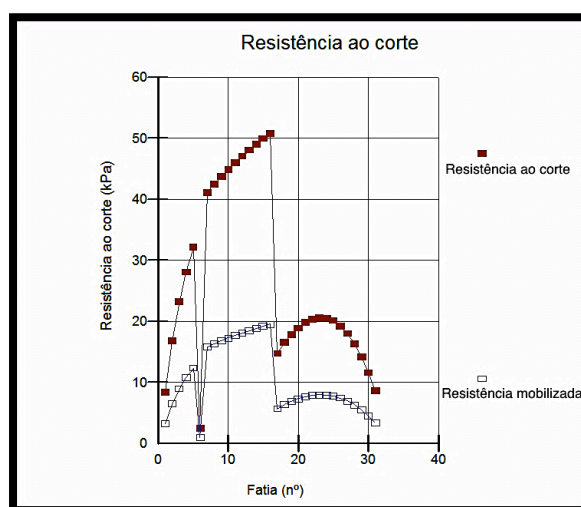


Figura 6.28 – Gráfico da resistência ao corte, de cada fatia, pertencente à possível massa deslizante.

Foi por último realizada uma análise estatística de Monte Carlo, à semelhança do que foi realizado para a quantificação dos coeficientes de segurança globais, sem a aplicação das acções sísmicas. Desta análise, o gráfico de distribuição, para a população de factores de segurança globais, é apresentado na Figura 6.29.

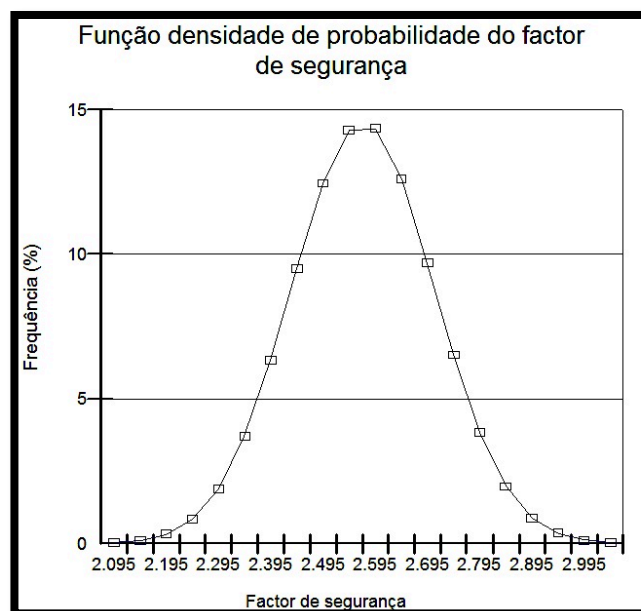


Figura 6.29 - Gráficos da função densidade de probabilidade dos factores de segurança globais.

Os resultados obtidos pela análise probabilística de Monte Carlo, são bastante satisfatórios, pois como se pode observar pela Tabela 6.13, e o coeficiente de segurança obtido é bastante superior ao que, habitualmente é utilizado, para o tipo de obra em estudo.

Tabela 6.13 - Resultados da análise de Monte Carlo, para a estabilidade da obra a uma rotura circular.

Resultados obtidos	
Coeficiente de segurança médio	2,5176
Probabilidade de rotura (%)	0
Coeficiente de segurança mínimo	2,126
Coeficiente de segurança máximo	3,0027
Número de testes	5000

Pode dizer-se, ainda, que a probabilidade de ocorrer uma rotura circular, na obra em estudo, é zero, o que é apoiado pelo valor elevado obtido para o factor de segurança global.

6.3.7 Ensaaios de carga nas ancoragens

Após a execução das ancoragens foram efectuados os respectivos ensaios de carga, tal como

preconiza a norma EN 1537 (1999).

Na Figura 6.30 mostra-se a obra, em planta, com as novas ancoragens, alternadas com as pré-existentes.

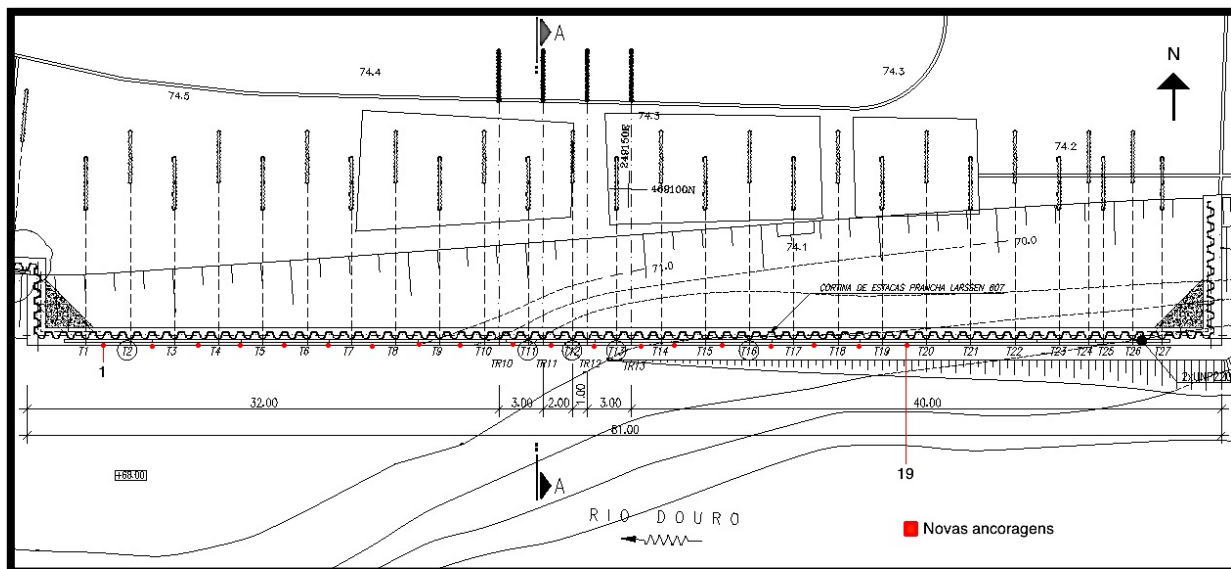


Figura 6.30 – Perfil da obra com a representação das novas ancoragens



Figura 6.31 – Realização do ensaio de carga nas ancoragens, Cais do Pinhão (arquivo pessoal).

No Capítulo 5, encontra-se descrito, pormenorizadamente, a realização dos mesmos. Nas ancoragens foram realizados 19 ensaios, um por cada ancoragem. Foram realizados 17 ensaios simplificados e 2 ensaios detalhados, estes últimos realizados nas ancoragens 2 e 15, sendo os simplificados executados nas restantes.

A realização deste tipo de ensaio é de grande importância tendo em conta que, com estes, é possível determinar a perda de carga por atrito, inicial, na cabeça de ancoragem, a carga máxima de ensaio, a perda de atrito global reflectida na cabeça de ancoragem e a carga máxima atingida na zona de selagem.

Para além do mencionado, o comportamento da armadura no pré-esforço da ancoragem, bem como a relação tensão-deformação é diferente do que se obtém em ensaios de laboratório (Coelho 1996)

Apresentam-se, de seguida os resultados obtidos nos ensaios, para os patamares de carga definidos.

Dos ensaios pretende-se retirar os valores do alongamento da armadura, consoante o patamar de carga aplicado. Estes patamares de carga foram obtidos tendo em conta que a carga de serviço (P) aplicada nas ancoragem seria 600 kN. Então, os seguintes patamares de carga são:

Tensão de blocagem (P_0)

$$P_0 = P \times 1,1 \Leftrightarrow P_0 = 600 \times 1,1 \Leftrightarrow P_0 = 660 \text{ kN}$$

Tensão máxima de ensaio (P_p)

$$P_p = P_0 \times 1,25 \Leftrightarrow P_p = 660 \times 1,25 \Leftrightarrow P_p = 825 \text{ kN}$$

Ensaaios simplificados

Na Figura 6.32 está representado o ensaios simplificado, tal como preconiza a norma EN 1537 (1999), acompanhado da respectiva tabelas e gráfico representativos dos ensaios.

No gráfico referido, encontram-se marcadas linhas a vermelho representando o limite elástico superior, inferior e o comportamento elástico teórico referente ao aço utilizado nos tirantes das ancoragens. A linha verde corresponde aos valores do alongamento, sofrido pelo aço, durante o ensaio.

Para que a ancoragem seja aceite, o valor correspondente ao alongamento, efectivamente, sofrido pela ancoragem durante o ensaio se situe entre as linhas correspondentes ao limite elástico inferior e superior.

No patamar máximo de carga, correspondente a 825 kN, foi verificado um alongamento máximo de 99,76 mm. O gráfico da Figura 6.32 ilustra o comportamento da ancoragem durante o ensaio de carga, este comportamento encontra-se representado pela linha a verde. Como se pode verificar, esta linha situa-se entre as linhas de limite elástico superior e inferior do aço, logo esta ancoragem pode ser aceite, de acordo com a norma EN 1537 (1999).

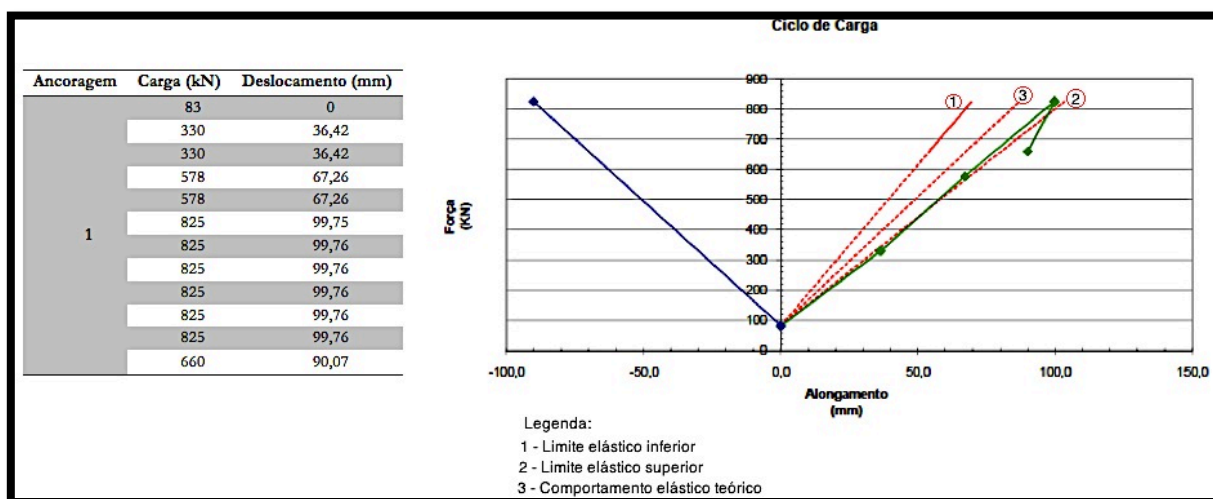


Figura 6.32 – Tabela e respectivo gráfico do ensaio simplificado na ancoragem 1.

Das 19 ancoragens executadas, em 17 foram realizados ensaios simplificados. Considera-se que a Figura 6.32 é representativa dos restantes ensaios, visto que todas as ancoragens apresentaram um comportamento aceitável, segundo o exigido pela norma EN 1537 (1999). Os dados referentes a todos os ensaios simplificados realizados encontram-se no Anexo B.

Ensaaios detalhados

Os ensaios detalhados foram realizados em apenas duas das ancoragens, aqui designadas como ancoragem 2 e ancoragem 15. Apresentam-se, seguidamente, os gráficos dos referidos ensaios nas Figura 6.33 e Figura 6.34 .

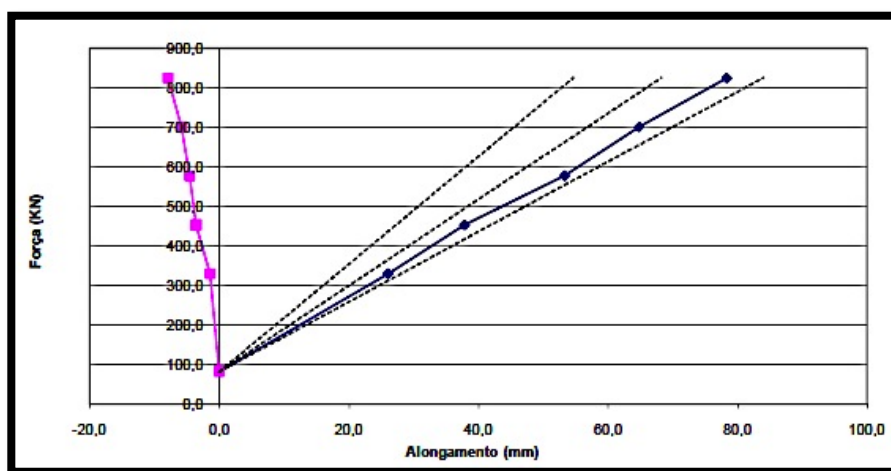


Figura 6.33 – Gráfico da carga aplicada em função do alongamento, na ancoragem 2.

Tal como os ensaios simplificados, os detalhados têm a mesma interpretação gráfica. Isto é, a linha obtida para o valores de alongamento do aço à medida que se aplicam novos patamares de carga

(nestes gráficos representada a azul), têm que se situar entre as linhas dos limites elásticos inferior e superior.

Na ancoragem 2 observa-se um alongamento máximo da armadura de 86,32 mm, que ocorre no patamar máximo de carga correspondente a 825 kN. Mesmo assim, esta encontra-se dentro dos limites de aceitação.

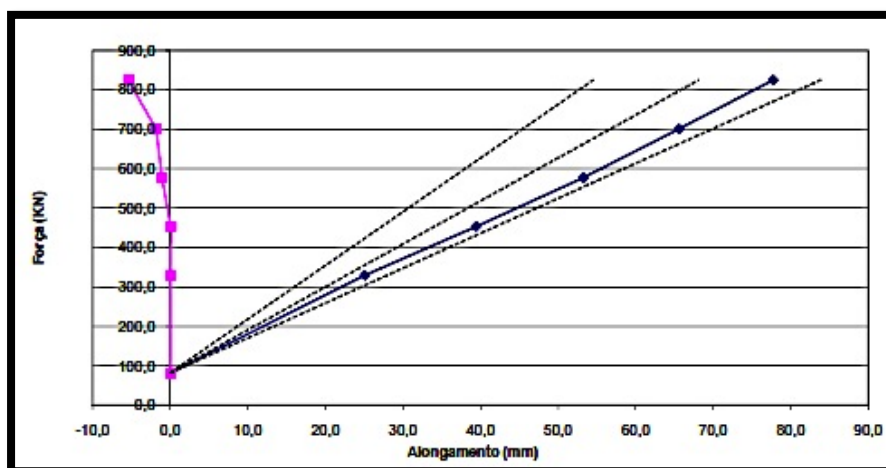


Figura 6.34 – Gráfico da carga aplicada em função do alongamento, na ancoragem 15.

Na ancoragem 15 verifica-se que o comportamento do aço, quando lhe é aplicada a carga permite que se admita como aceite, pois continua a situar-se dentro dos limites elásticos superior e inferior. As tabelas com os valores obtidos durante estes ensaios encontram-se no Anexo B.

6.3.8 Verificação do pré-dimensionamento do comprimento livre aparente (L_{app})

Após efectuados os ensaios de carga, nas ancoragem, é conveniente o cálculo do comprimento livre aparente (L_{app}).

Os resultados, para os valores de L_{app} , foram obtidos com recurso à Norma 1537 e constam nas Tabelas 6.14 e 6.15.

Tabela 6.14 – Pré dimensionamento do comprimento livre aparente (L_{app}), de acordo com a EN 1537, para um patamar de carga igual a 825 kN.

Ancoragem	Secção (mm ²)	E (kN/m ²)	T _L (kN)	P _p (kN)	P _a (kN)	ΔP (kN)	Δs (mm)	L _{app} (mm)	L _{app} (m)
1	700	195	825	825	82,5	742,5	86	15810	16

Tabela 6.15 - Pré dimensionamento do comprimento livre aparente (L_{app}), de acordo com a Norma 1537 (1999), para um patamar de carga igual a 600 kN.

Ancoragem	Secção (mm ²)	E (kN/mm ²)	T _L (kN)	P _p (kN)	P _a (kN)	ΔP (kN)	Δs (mm)	L _{app} (mm)	L _{app} (m)
1	700	195	600	600	60	540	58	14661	15

Os ensaios de tensionamento são realizados com o objectivo de obter o alongamento sofrido pelos cordões de aço, devido às forças que lhe são aplicadas.

O cálculo do L_{app} foi efectuado para dois patamares de carga, em todas as ancoragens. Os patamares de carga considerados foram de 600 kN, correspondentes à carga de serviço e, 850 kN correspondentes à carga máxima aplicada no ensaio.

Para o patamar de ensaio de 850 kN verifica-se um alongamento, teórico, de 86 mm, ao passo que para o patamar de 600 kN o alongamento teórico verificado corresponde a 58 mm. Assim para a carga mais elevada obtém-se um comprimento livre aparente de 16 m e para o patamar de carga mais baixo um comprimento livre aparente de 15 metros.

Como ao comprimento livre aparente se soma o comprimento de selagem, recomenda-se um comprimento total de ancoragem de 21 metros. Este comprimento total de ancoragem está de acordo com o que foi aplicado em projecto e em obra.

6.4 Instrumentação das ancoragens

No caso de obra estudado, as ancoragens não poderiam ser instrumentadas, pois a sua finalidade, a construção de um cais acostável, é incompatível com a instalação da instrumentação, directamente na cabeça das ancoragens.

Para a instrumentação, a cabeça de algumas das ancoragens não poderia ficar contida dentro do cais, tendo estas que ficar acessíveis para a leitura de valores.

A construção de um cais acostável implica que a superfície deste fique completamente lisa, de modo a não danificar as embarcações que neste acostam. Para a realização de instrumentação, a superfície do cais não ficaria acostável, devido à saliência que a cabeça das ancoragens provoca.

Apesar de haver outros modos de instrumentar as ancoragens, no cais fluvial do Pinhão, os métodos que pudessem aplicar-se tornar-se-iam onerosos. Deste modo, apenas se pode sugerir um dos possíveis métodos de instrumentação que poderia ter sido aplicado, como o caso de marcas topográficas superficiais, com o objectivo de detectar possíveis movimentos à superfície do terreno.

Com este método, podem detectar-se movimentos sugestivos de que as ancoragens não estariam a comportar-se como o previsto em projecto, podendo tomar-se medidas de intervenção, em tempo útil.

6.5 Discussão de resultados

Os dados geotécnicos utilizados nesta fase são, de um modo geral, os de projecto.

6.5.1 Pré-dimensionamento das ancoragens (comprimento do bolbo de selagem)

Na Tabela 6.16 encontra-se, em resumo, os resultados obtidos para os comprimentos relativos aos bolbos de selagem. Nesta constam os resultados de projecto, os resultados obtidos no presente caso de estudo e, por último os comprimentos de selagem recomendados.

Tabela 6.16 – Resumo dos resultados obtidos para o comprimento de selagem, incluindo a recomendação bibliográfica.

Resultados		Recomendações bibliográficas
Pré-dimensionamento de projecto	Pré-dimensionamento obtido no estudo	
4,0 m	3,0 m	> 3,0 m

Como se pode observar na tabela acima, os resultados obtidos em projecto e no presente estudo foram diferentes. Não existe referência quanto ao método utilizado, para o estudo feito pelo projectista que lhe permitiu chegar ao resultado de 4,0 m, para o comprimento do bolbo de selagem. No estudo feito, para a presente dissertação, como já foi referido, foi utilizado o método de Bustamante e Doix (1985). Com o método referido, o comprimento de selagem calculado foi 3,0 m.

Como a geotecnia do local é mal conhecida, não havendo certeza de que todas as ancoragens sejam seladas na rocha sã, havendo a possibilidade de, pelo menos, parte das ancoragens serem seladas em xisto alterado, a muito alterado, com comportamento quase de solo, optou-se, por segurança, em executar bolbo de selagem com 6,0 m.

6.5.2 Pré-dimensionamento das ancoragens (comprimento livre)

Na Tabela 6.17 encontram-se resumidos os dados obtidos para o comprimento livre das ancoragens, pelo projectista, obtidos neste e o recomendado pela bibliografia.

Como se pode observar da análise da estabilidade estática elaborada pelo estudo dos equilíbrios limites, como se pode ver na Figura 6.22 que o comprimento livre de 12,0 m sugerido pelo projectista é suficiente para garantir que o bolbo de selagem de projecto se situe fora do potencial círculo de rotura.

Tabela 6.17 – Resumo dos resultados obtidos para o comprimento livre dos tirantes, incluindo a recomendação bibliográfica.

Resultados		Recomendações bibliográficas
Pré-dimensionamento de projecto	Pré-dimensionamento obtido no estudo	
12,0 m	15,0 m	Fora do círculo provável de rotura.

No entanto, quanto às acções sísmicas, e considerando-se um cálculo simplificado pseudo-estático o bolbo de selagem, mesmo com o comprimento definido em projecto, situa-se fora do potencial círculo de deslizamento.

6.5.3 Análise à avaliação dos impulsos

Na tabela Tabela 6.18 encontram-se, resumidos, os valores obtidos para a avaliação dos impulsos actuantes na estrutura.

Tabela 6.18 – Resultados dos impulsos obtidos em projecto e no estudo.

Resultados	
Dimensionamento de projecto	Dimensionamento obtido no estudo
134,7 kN/m	159,83 kN/m

As diferenças obtidas para os cálculos dos impulsos entre o projecto e o estudo aqui efectuado deve-se ao facto de o projectista ter admitido que a situação mais desfavorável corresponderia à albufeira vazia. A análise, a que se procedeu neste estudo, mostra que, no entanto, a situação mais desfavorável corresponde à albufeira com água à cota dos 72,0 m. Considerando os aterros a executar no tardo da cortina de estacas-prancha como permeáveis, estes acompanham, o nível freático da albufeira.

Caso os materiais do aterro fossem mais impermeáveis, o que não se verifica neste estudo, poder-se-ia dar o caso da situação mais desfavorável, no que se refere a impulsos sobre a estrutura, corresponderia à albufeira vazia, mas com um nível freático ainda elevado dentro dos aterros.

Deste modo, considera-se que o dimensionamento feito inicialmente pelo projectista não foi suficientemente cuidado, situando-se os valores utilizados do lado da insegurança. Não tendo sido analisadas, as ancoragens inicialmente previstas e executadas, poderá esta ser uma das razões para a rotura verificada de algumas das ancoragens.

6.5.4 Dimensionamento do aço para as armaduras das ancoragens

Da avaliação dos impulsos sobre a estrutura calculou-se a reacção nos tirantes das armaduras, para se proceder ao dimensionamento do aço constituinte das mesmas.

De acordo com os valores do Projectista, mesmo apesar dos impulsos estarem sobrestimado obteve, para as reacções nos tirantes

$$R_t = F_t \times d \times \mu \Leftrightarrow R_t = 158,9 \times 3,0 \times 1,2 \Leftrightarrow R_t = 571,7 \text{ kN}$$

- Para um tipo de aço 1080/1230, tal como o descrito no ponto 6.2.13, levou o Projectista a concluir que

$$\text{Tensão admissível do aço } (\sigma_{ad}) = 1080 \times 10^3 \times 0,60 = 64,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Diâmetro dos varões de aço } (\varnothing) = 36 \text{ mm} \Rightarrow \text{Área dos varões de aço } (A) = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Força admissível pelo aço } (F_{ad}) = 64,8 \times 10,18 = 660 \text{ kN} > \text{Reacção nos tirantes } (R_T) = 571,7 \text{ kN}$$

Os valores obtidos, pela autora da presente dissertação, mostram que a reacção nos tirantes é dada por

$$R_t = F_t \times d \times \mu \Leftrightarrow R_t = 159,83 \times 3 \times 1,2 \Leftrightarrow R_t = 575,38 \text{ kN}$$

$$\text{Força admissível pelo aço } (F_{ad}) = 64,8 \times 10,18 = 660 \text{ kN} > \text{Reacção nos tirantes } (R_T) = 575,38 \text{ kN}$$

Apesar do valor da reacção nos tirantes ser maior, o cálculo para a força admissível no varões de aço mostra que, aparentemente, não haveria motivo para a rotura das armaduras estar relacionada com o cálculo dos impulsos.

6.5.5 Análise à estabilidade global pelo método dos equilíbrios limites

Como o coeficiente de segurança pseudo-estático global da obra, é elevado (FS=2,604) e como o coeficiente de segurança global estático é ainda mais elevado (FS=7,562), relativamente aos valores aceite neste tipo de obra, optou-se pela não utilização da análise dinâmica.

Dos cálculos efectuados e, tendo em consideração os comprimentos livres das ancoragens, pode concluir-se que o bolbo de selagem está fora do potencial círculo de rotura, tendo o comprimento livre das ancoragens 15,0 m.

O cálculo, das ancoragens inicialmente previstas, efectuado pelo Projectista, mostra que este obteve um comprimento livre de 12,0 m para a mesma carga aplicada. Embora o valor obtido seja mais baixo do que o obtido pela autora do presente trabalho, pode concluir-se que também os bolbos de selagem das ancoragens primitivas se situam naquele caso fora do potencial círculo de rotura.

Na Tabela 6.19 encontram-se resumidos os dados obtidos, referentes ao comprimento livre, coeficiente de segurança e distância ao potencial círculo de rotura, na análise estática, pseudo-estática e a análise do projectista que concebeu o projecto original.

Tabela 6.19 – Comparação dos valores dos coeficientes de segurança e de comprimento livre aparente, obtidos.

	Análise estática	Análise pseudo-estática	Análise do projectista
FS	7,562	2,604	3,02
L_{app}	15,0 m	15,0 m	12,0 m
Distância ao círculo de rotura provável	8,0 m	8,0 m	Sem informação

Como mostra a tabela acima, o possível círculo de rotura passa a 8,0 m, contados da cabeça da ancoragem para o interior do maciço. Pode ainda verificar-se que, como o comprimento livre é de 15,0 m o bolbo de selagem situa-se fora desse círculo de rotura provável. Não existe informação sobre qual a distância ao provável círculo de rotura, do projecto inicial.

6.5.6 Análise em tensão-deformação

A análise tensão-deformação efectuada mostra o bom comportamento da solução executada.

Assim, o cálculo efectuado mostra que as tensões de corte só são significativas na vizinhança imediata da cortina de estacas prancha, mostrando que as ancoragens estão a funcionar à tracção, sem estarem sujeitas a esforços de corte, excepto como referido na vizinhança imediata da estaca prancha. As deformações de corte também só são significativas no aterro do tardo da estaca-prancha.

Os deslocamentos horizontais são muito reduzidos, apresentam um valor máximo da ordem dos 6,0 mm próximo da ficha da estaca-prancha, e um deslocamento máximo de 5,0 mm na zona da cabeça de ancoragem.

6.5.7 Discussão final

Relativamente ao pré-dimensionamento das ancoragens, pode dizer-se que:

- No projecto inicial foram subestimados os impulsos sobre a estrutura, podendo ser este um facto que justifique o mau comportamento (rotura) verificado em algumas ancoragens do projecto inicial, não sendo contudo este o único motivo;
- Problemas de alinhamento das ancoragens, atendendo a que as ancoragens do projecto inicial eram constituídas por varões de aço, podendo também ter contribuído para a rotura verificada.

Do estudo da estabilidade global da obra pode dizer-se que:

- Os coeficientes de segurança globais, avaliados neste estudo comparativamente com os obtidos pelo projectista, ambos estão dentro dos valores exigidos para este tipo de obra. Pelo que, aparentemente este não será o motivo da rotura das ancoragens do projecto inicial.
- Os comprimentos livres obtidos, a partir do estudo da estabilidade, mostram que o bolbo de selagem se situa fora da possível superfície de rotura. Mantendo-se a estabilidade da obra, de acordo com o preconizado pelas normas em vigor.

Da análise das tensões-deformações pode dizer-se que:

- A estrutura tem um bom comportamento, face aos esforços a que está sujeita. Mostra, ainda, que as maiores tensões estão na vizinhança das estacas-prancha, que as ancoragens estão a funcionar à tracção, como desejado, e que os maiores deslocamentos estão associados zona da ficha das estacas-prancha e na zona da cabeça de ancoragem, como espectável.

Conclusões e futuros desenvolvimentos

Nos últimos anos a utilização de ancoragens, em solo e em rocha, tem vindo a aumentar. A sua eficácia e versatilidade faz com que estas sejam amplamente aplicadas.

No que respeita a obras portuárias, e atendendo à agressividade do meio, a utilização de ancoragens é limitada, sendo reservada a casos excepcionais em que a sua aplicação viabiliza soluções de outro modo inviáveis.

Na presente dissertação pretende retratar-se a reabilitação, após ruína de um cais acostável na localidade do Pinhão. Para tal este trabalho seguiu a seguinte metodologia:

- Primeiramente, e com o objectivo de abordagem ao tema, caracterizaram-se as ancoragens e os principais aspectos relacionados com os elementos que as constituem, a sua execução e a aplicação do pré-esforço;
- Salientam-se algumas das metodologias utilizadas para o dimensionamento, bem como as normas que vigoram no auxílio ao mesmo;
- Relativamente ao dimensionamento, a presente dissertação propôs-se fazer uma comparação entre o dimensionamento realizado em fase de projecto e o dimensionamento realizado pela autora deste trabalho, com o objectivo de encontrar um motivo da ruína do primeiro trabalho cais;

Foi acompanhada a obra, no Pinhão, a partir da segunda fase da obra, isto é, após a detecção da rotura das ancoragens inicialmente existentes. A autora acompanhou a execução das novas ancoragens, os seus ensaios de carga e blocagem, a entrada da obra em serviço.

Nesta segunda fase da obra foram aplicadas dezanove novas ancoragens, intercaladas com as primitivas, com uma carga de serviço de 600 kN, com comprimento total variando entre os 19,0 m e os 21,0 m e uma inclinação de 20°, de modo a que as tensões nos bolbos de selagem não se influenciassem e de modo a não apresentarem um comportamento de grupo.

Do estudo agora realizado pode concluir-se que o Projectista, da solução inicial, apresenta alguns parâmetros de pré-dimensionamento diversos dos obtidos neste trabalho, podendo admitir-se que estariam do lado da insegurança. Pode ainda referir-se que, devido ao extravio dos resultados dos ensaios das ancoragens inicialmente existentes, seria impossível concluir o seu dimensionamento, uma vez que os cálculos efectuados correspondem a um pré-dimensionamento, sendo necessário o

conhecimento dos resultados dos ensaios de carga em obra para se proceder à caracterização mecânica e à determinação do comprimento livre aparente (L_{app}). O facto de não se conhecerem os resultados dos ensaios de carga pode influenciar a avaliação do comportamento das ancoragens durante a fase de serviço, uma vez que é com estes que se verifica o comportamento da ancoragem, quando tensionada, mostrando se o seu comportamento se pode considerar aceitável tal como o exigido pelas normas em vigor. Tendo-se, assim, cumprindo o objectivo inicialmente proposto no âmbito da realização da presente dissertação.

Como trabalho futuro no âmbito do presente estudo, seria interessante, uma vez que a geologia do local é pouco conhecida, realizar-se uma campanha de prospecção no local da obra, incluindo-se alguns ensaios de campo para aferir a geologia do local, bem como os parâmetros de caracterização mecânica do maciço envolvido, assim como recolher amostras para ensaios de laboratório. Recomenda-se, ainda, a monitorização da obra, por exemplo a nível topográfico, como já referido, de modo a detectar possíveis movimentos do terreno, indicativos que as ancoragens não estejam a comportar-se como previsto em projecto.

Referências bibliográficas

- Anderson, C. W. (1900). Hydraulic pile screwing. London, Proc. Inst. Civ. Eng. **139**: 302 - 307.
- Barley, A. D. and C. R. Windsor (2000). Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the developments of the art. GeoEng2000, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne.
- BS8081 (1989). Code of Practice for Ground Anchorages. U. K., British Standard Institution.
- Buro, M. (1970). Prestressed rock anchors and shotcrete for large underground powerhouse, ASSCE.
- Bustamante, M. and B. Doix (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull. Liaison Ponts et Chaussées. Paris, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. **140**: 75 to 91.
- Carvalho, M. d. A. R. d. (2009). Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas. Construção, ensaios e análise comportamental. Doutorado, Faculdade de Engenharia do Porto.
- Carvalho, M. R. and F. M. Salgado (2012). Sistema automático para ensaios de carga em ancoragens.
- Carvalho, M. R., F. M. Salgado and M. M. Fernandes (2011). Dimensionamento de ancoragens pré-esforçadas. LNEC.
- CFEM (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. Canada, Canadian Geotechnical Society.
- Coelho, S. (1996). Tecnologia de Fundações. Amadora, edições E. P. G. E.
- COPAS (1989). The South African Institution of Civil Engineers-Lateral support in surface excavations. South Africa.
- Costa Nunes, A. J., N. T. Chiossi and T. C. Maggi (1969). Anchorages tests in clays for the construction of the São Paulo subway. 7th Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Eng. Mexico: 120 to 125.
- Drilling, D.-S. o. P. a. E. (2009). 2012, from <http://www.dpmf.fr/>.
- EN1537 (1999). Execution of special geotechnical works - ground anchors. Brussels, European Committee for Standardization.
- EN1992-1-1, E. P.-.-. (2004). Design of concrete structures. General Rules and rules for buildings.
- EN1994-1-1 (2004). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General Rules and rules for buildings, CEN.
- EN1997-1 (2010). Eurocódigo 7 Parte 1, Projecto Geotécnico. Regras gerais., IPQ.
- Fercanorte, L. (2010). Condições Técnicas. Pré-esforço não aderente de 0,6". Porto.
- Ferreira, S. C. P. C. (2004). Utilização de ancoragens em estruturas de contenção flexíveis. Grau de

Mestre, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia.

FHWA-IF-99-015 (1999). Geotechnical Engineering Circular no. 4

Ground Anchors and Anchored Systems, FHWA.

FHWA/RD-82/047 (1982). Tiebacks. Final report. Washington, Federal Highway Administration.

FIP (1996a). Corrosion protection of prestressing steels, Federation Internationale de la Precontrainte.

FIP (1996b). Design and construction of prestressed ground anchorages. Recommendations., Federation Internacional de la Precontraint.

Forth, H. (1966). The anchoring of structures. Paris.

Frazer, T. (1874). Experiments on the holding power of earth and the strength of materials, Corps fo Royal Engineers Papers. 22.

Habib, P. (1989). Recommendations for the design, calculation, construction and monitoring of ground anchorages. U.S.A., A.A. Balkema Publishers.

Hanna, T. H. (1982). Foundations in Tension Ground Anchors. New York, Mcgraw-Hill Book Company.

International-DYWIDAG, S. (2010). Geotechnical product range.

Littlejohn, G. S. (1997). Ground anchorages and anchored structures.

NBR5629 (1996). Associação Brasileira de Normas Técnicas-Execução de tirantes ancorados no terreno. Brasil.

Nero, G. (1998). Materiais de Construção 1. IST, Associação de Estudantes do Instituto Superior Técnico.

NP445 (2000). NP EN 445-Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço: métodos de ensaio, IPQ.

NP446 (2000). NP EN 446-Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço: Procedimentos para injeção, IPQ.

NP447 (2000). NP EN 447-Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço: especificação para caldas correntes, IPQ.

Oliveira Nunes, J. (1961). Les travaux souterrain des amenegements hydroelectrique de Picote e Miranda. Cong. des Grandes Barrages. Roma.

PTI (1996). Recommendations for prestressed rock and soil anchors, Post Tensioning Institute.

REBAP (1983). Regulamento de Estruturas em Betão Armado.

Rocha, M. (1977). Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Rodopar. (2010). 2012, from <http://www.rodopar.ind.br/img/25.jpg>.

RSA (1983). Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. 235/83.

Schousboe, I. (1974). Prestressing in foundation construction. Proc. Techn. Session on prestressed concrete foundations and ground anchors, 7. FIP C. Nova Iorque: 75 to 78.

SIA (1996). Tirants d'ancrage précontraints. Zurich. SIA V191/1995.

Solutions, T. T. (1997). Retrieved Janeiro 2012, 2012.

Sousa, A., M. G. (2002). Recomendações para a realização de ensaios de ancoragens em solos e rochas. A geotecnia portuguesa e os desafios do futuro. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa: 14.

Standardization, E. C. f. (2005). Steel for reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel. prEN 10080.

Systems, V. (1995). VSL soil and rock anchors. LYSSACH / SWITZERLAND, VSL INTERNATIONAL LTD.

VSL GEO, S. d. A. e. G., S. A. (2000). Ancoragens ao terreno, Pregagens solo/rocha, Microestacas de barras, Instrumentações.

Xanthakos, P. P. (1991). Ground Anchors and Anchored Structures, John Wiley & Sons.

Yamada, K. (1978). Ground anchors market in Japan, VSL Intra-CO.

Anexos

A. Modelo numérico

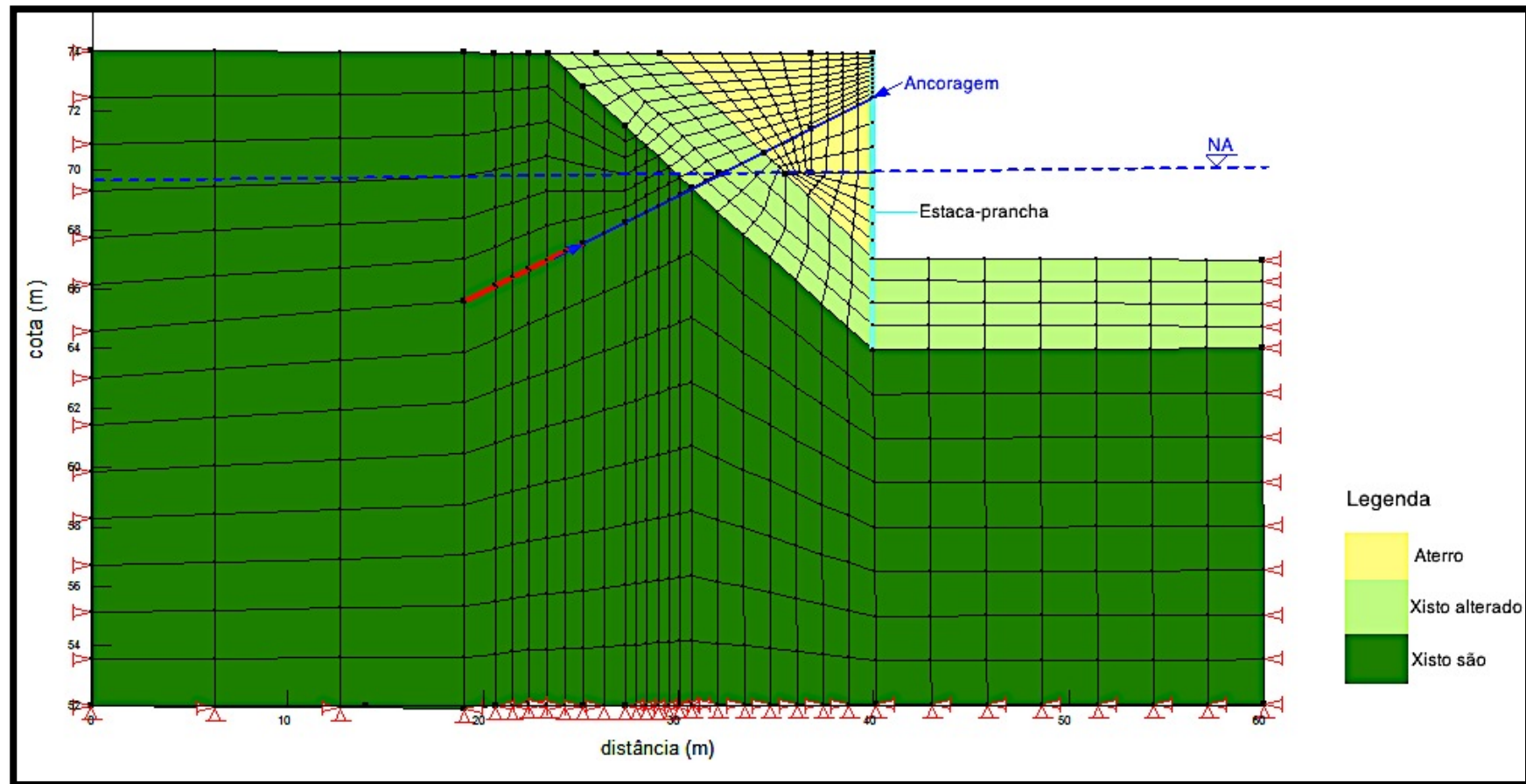


Figura A.1 – Geometria do modelo numérico

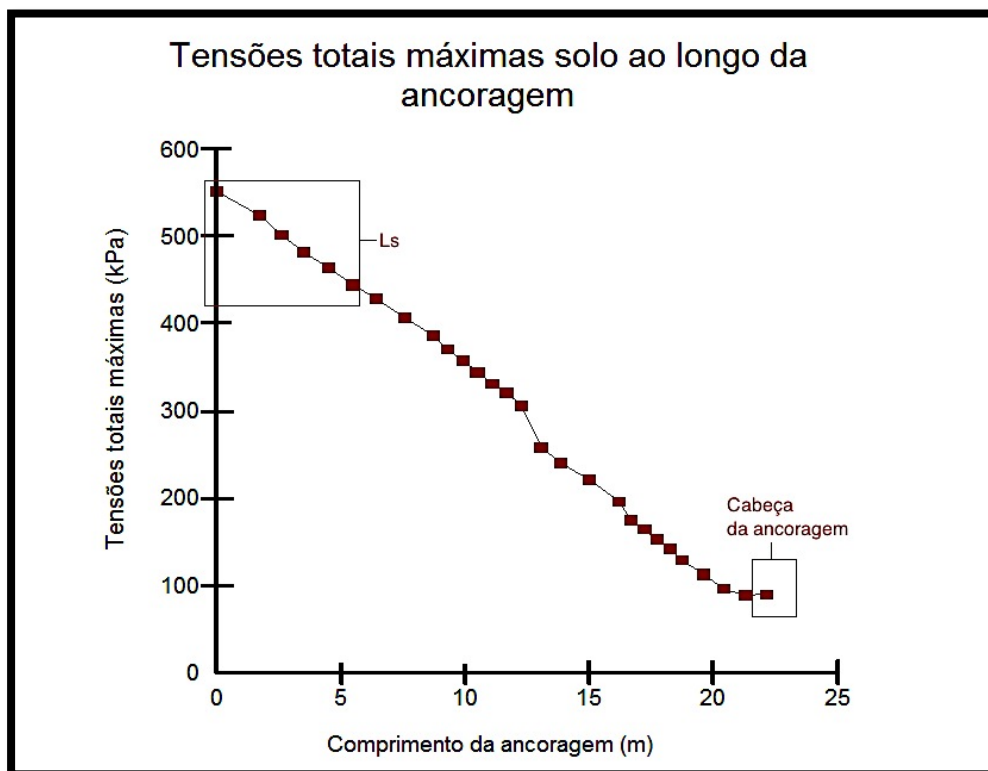


Figura A.2 – Gráfico das tensões totais máximas no terreno ao longo da ancoragem

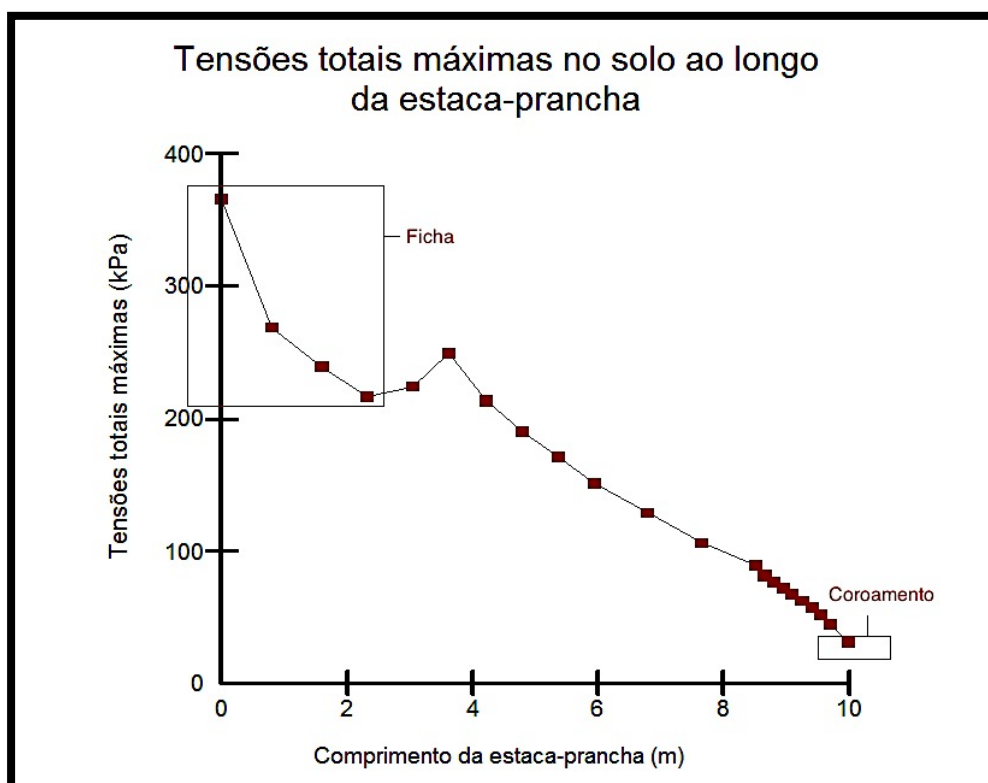


Figura A.3 – Gráfico das tensões totais máximas no terreno ao longo da estaca-prancha

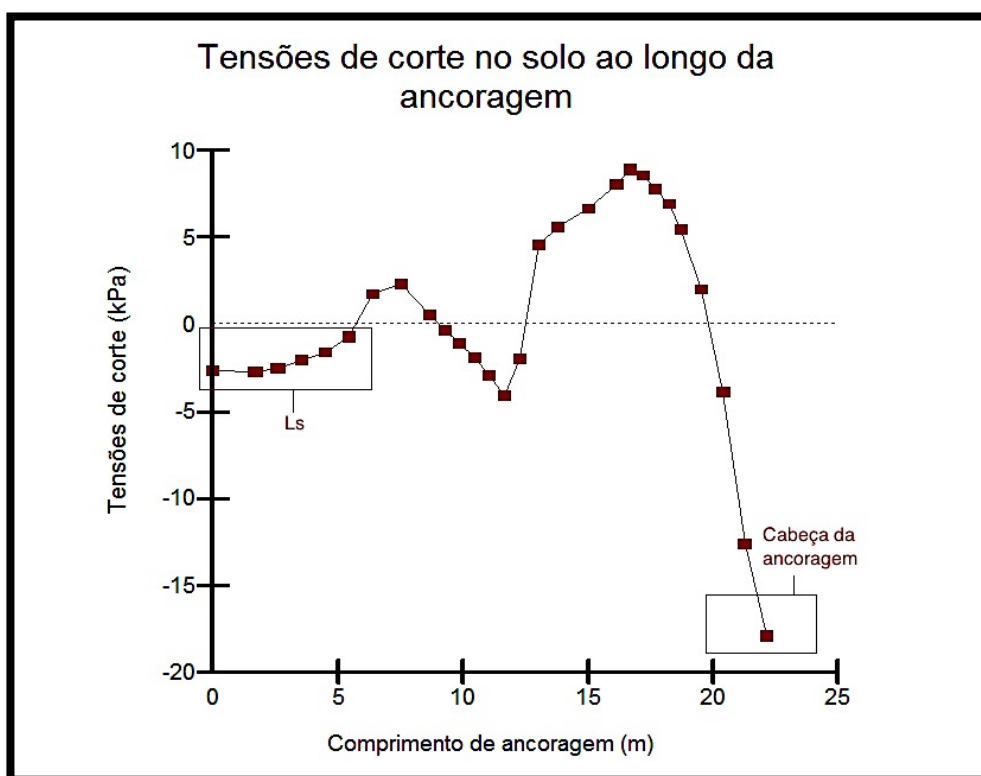


Figura A.4 – Gráfico das tensões de corte no solo ao longo da ancoragem

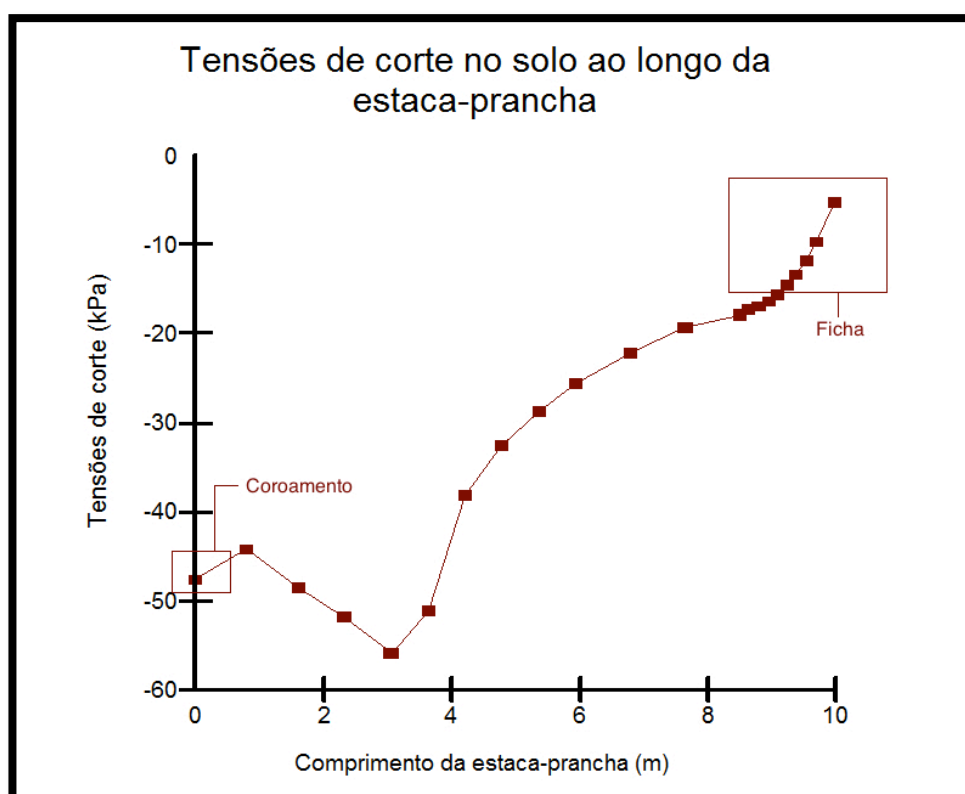


Figura A.5 – Tensões de corte no terreno ao longo da estaca-prancha

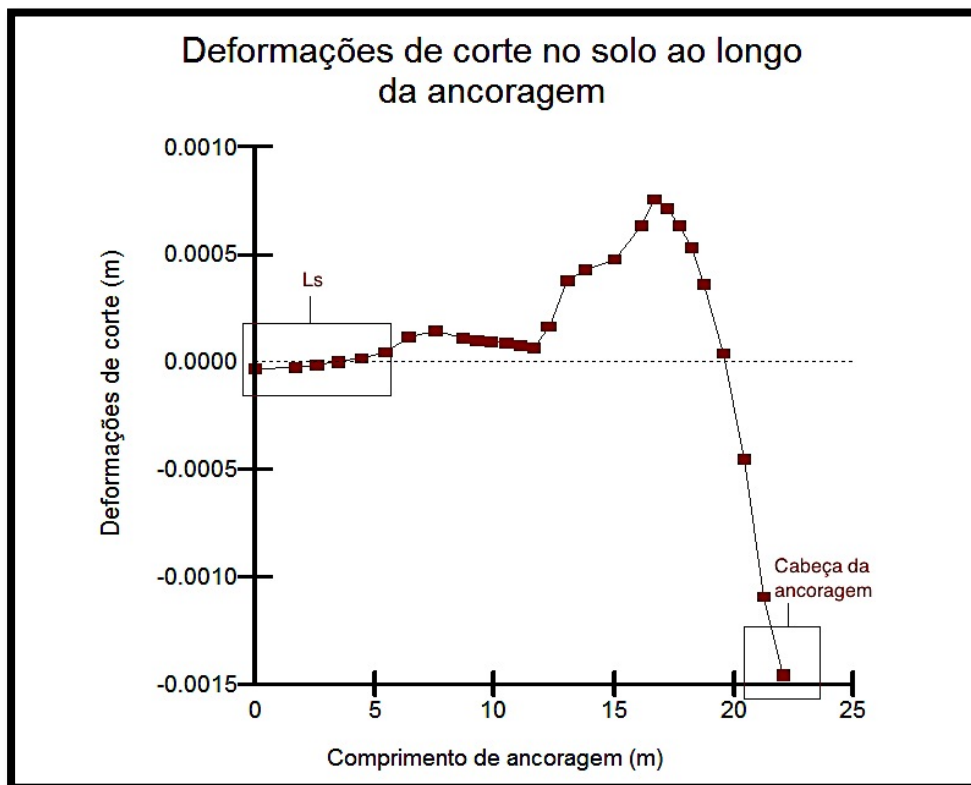


Figura A.6 – Deformações de corte no terreno ao longo da ancoragem

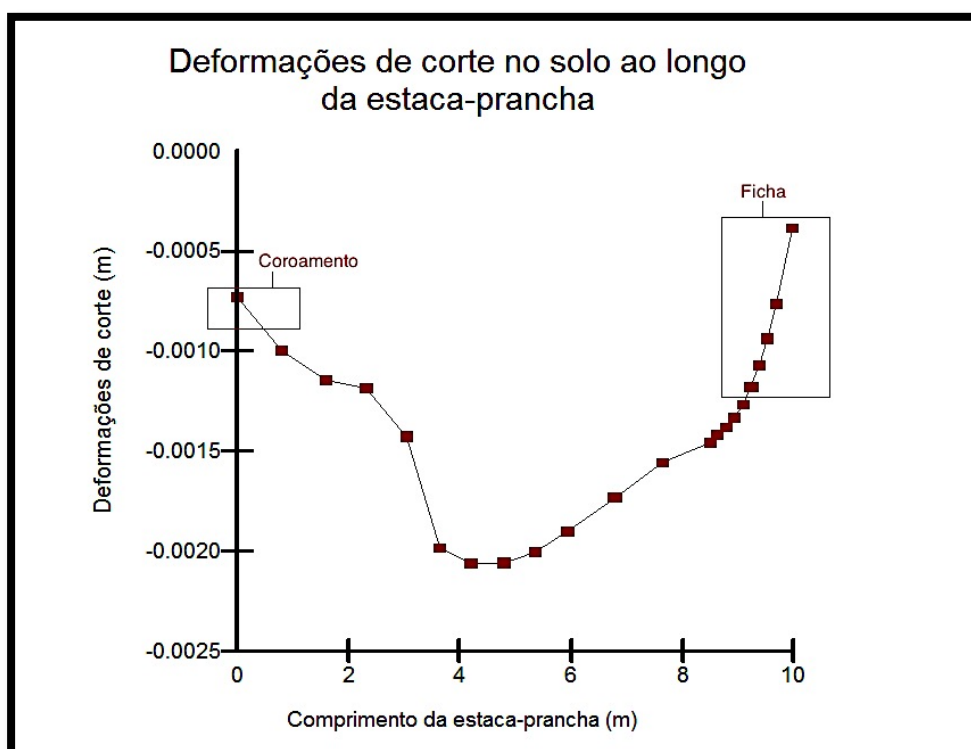


Figura A.7 – Deformações de corte no terreno ao longo da estaca-prancha

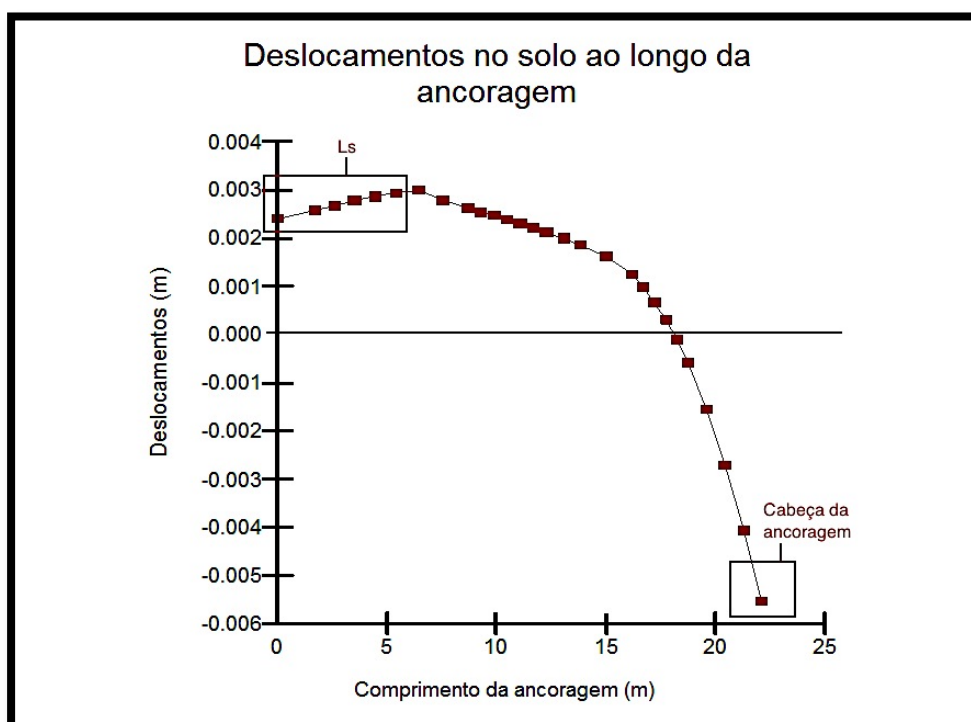


Figura A.8 – Deslocamentos no terreno ao longo da ancoragem

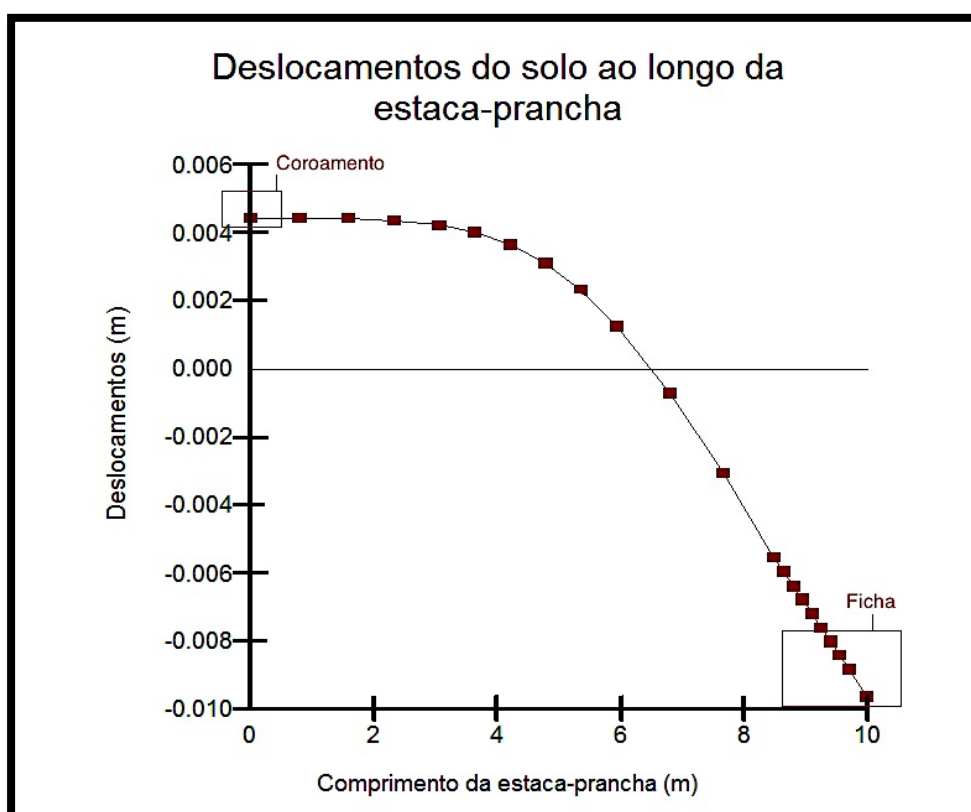


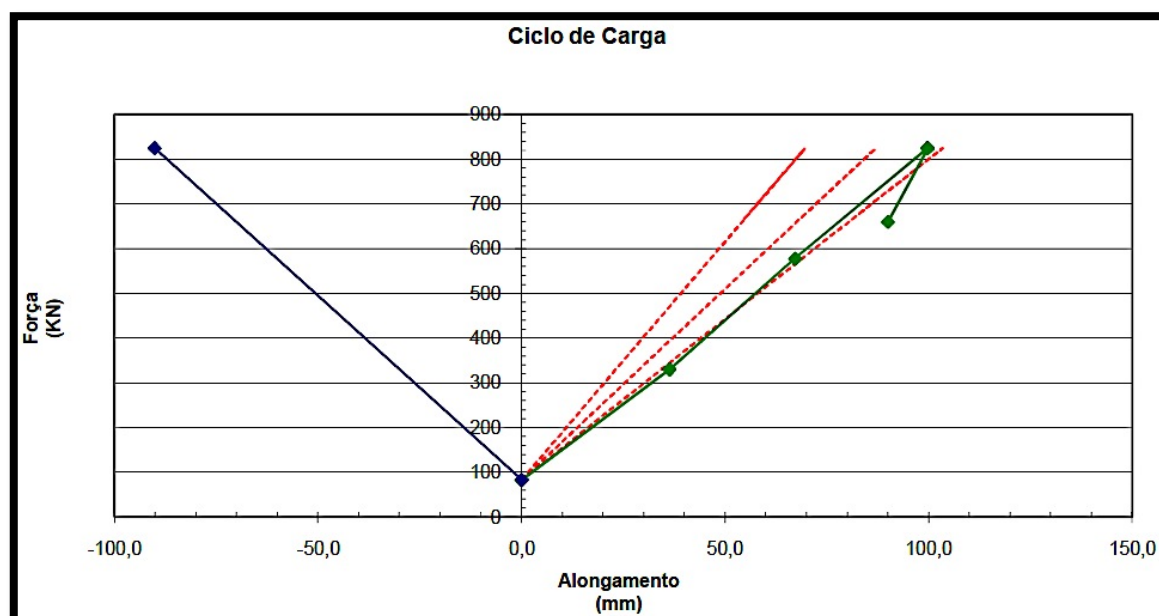
Figura A.9 - Deslocamentos no terreno ao longo da estaca-prancha

B. Ensaio de carga sobre as ancoragens

B.1 Ensaio de recepção simplificados

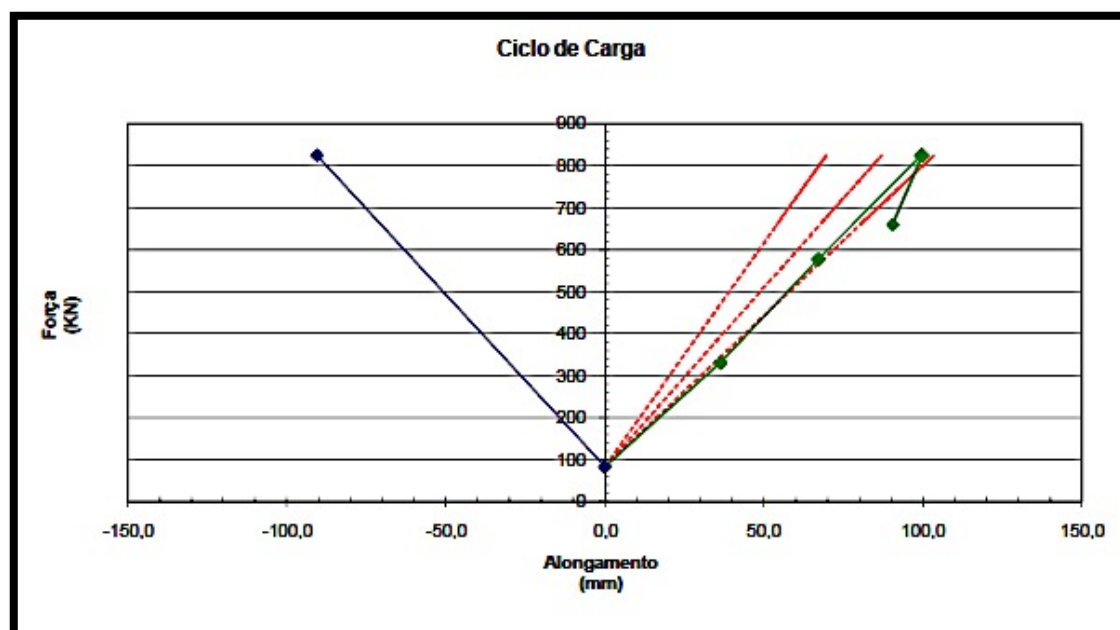
B.1.1 Ancoragem 1

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO min	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$P_a + ((P_p - P_a)/3)$	330	122	0	36,42	0,00	36,42
				1	36,42	0,00	36,42
2	$P_a + 2 * ((P_p - P_a)/3)$	578	204	0	67,26	0,00	67,26
				1	67,26	0,00	67,26
3	Pp	825	286	0	99,75	0,00	99,75
				1	99,76	0,00	99,76
				2	99,76	0,00	99,76
				3	99,76	0,00	99,76
				4	99,76	0,00	99,76
				5	99,76	0,00	99,76
4	Po	660	232	0	90,07	0,00	90,07



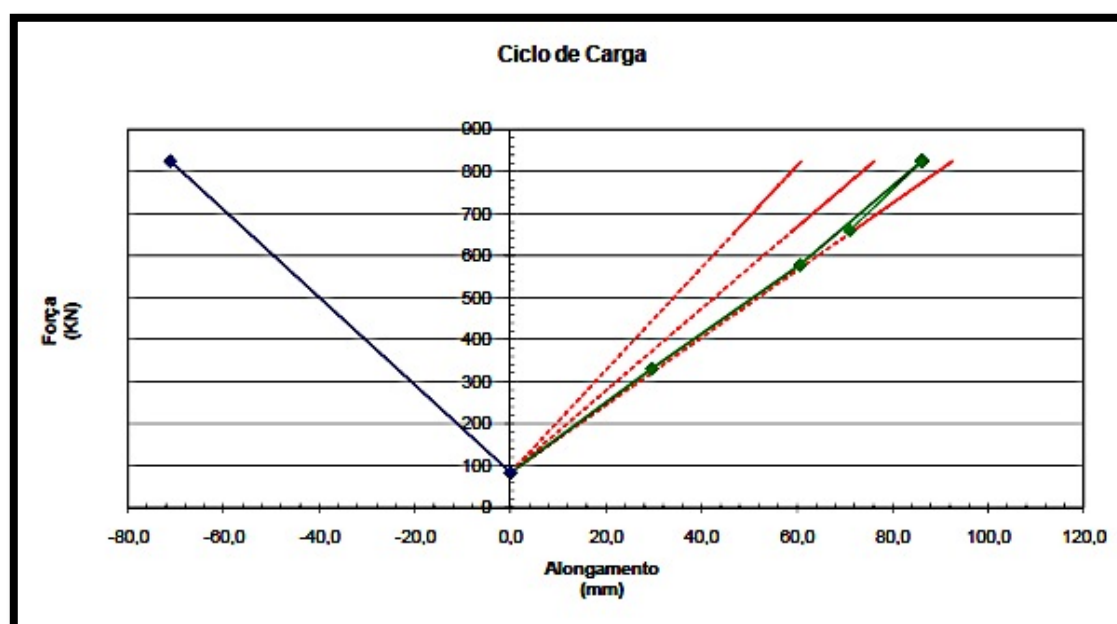
B.1 .2 Ancoragem 3

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	36,38	0,00	36,38
				1	36,38	0,00	36,38
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	67,11	0,00	67,11
				1	67,11	0,00	67,11
3	Pp	825	286	0	99,41	0,00	99,41
				1	99,41	0,00	99,41
				2	99,41	0,00	99,41
				3	99,82	0,00	99,82
				4	99,82	0,00	99,82
				5	99,82	0,00	99,82
4	Po	660	232	0	90,51	0,00	90,51



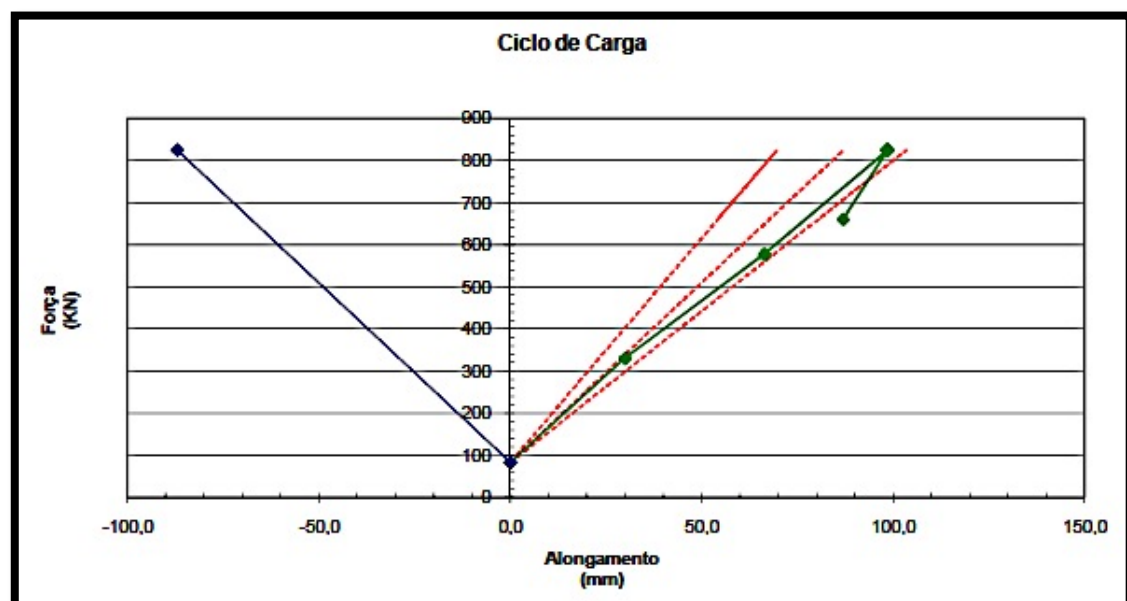
B.1 .3 Ancoragem 4

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	29,59	0,00	29,59
				1	29,59	0,00	29,59
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	60,66	0,00	60,66
				1	60,66	0,00	60,66
3	Pp	825	286	0	86,12	0,00	86,12
				1	86,12	0,00	86,12
				2	86,12	0,00	86,12
				3	86,12	0,00	86,12
				4	86,23	0,00	86,23
				5	86,23	0,00	86,23
4	Po	660	232	0	71,12	0,00	71,12



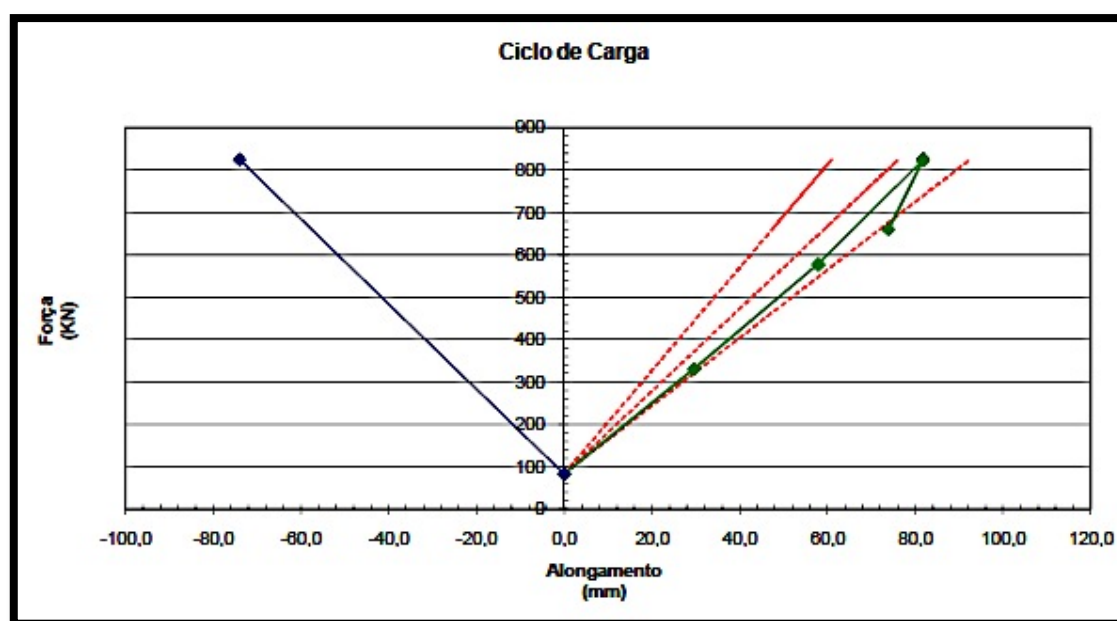
B.1 .4 Ancoragem 5

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO min	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	30,01	0,00	30,01
				1	30,01	0,00	30,01
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	66,31	0,00	66,31
				1	66,31	0,00	66,31
3	Pp	825	286	0	98,49	0,00	98,49
				1	98,49	0,00	98,49
				2	98,49	0,00	98,49
				3	98,49	0,00	98,49
				4	98,49	0,00	98,49
				5	98,51	0,00	98,51
4	Po	660	232	0	86,92	0,00	86,92



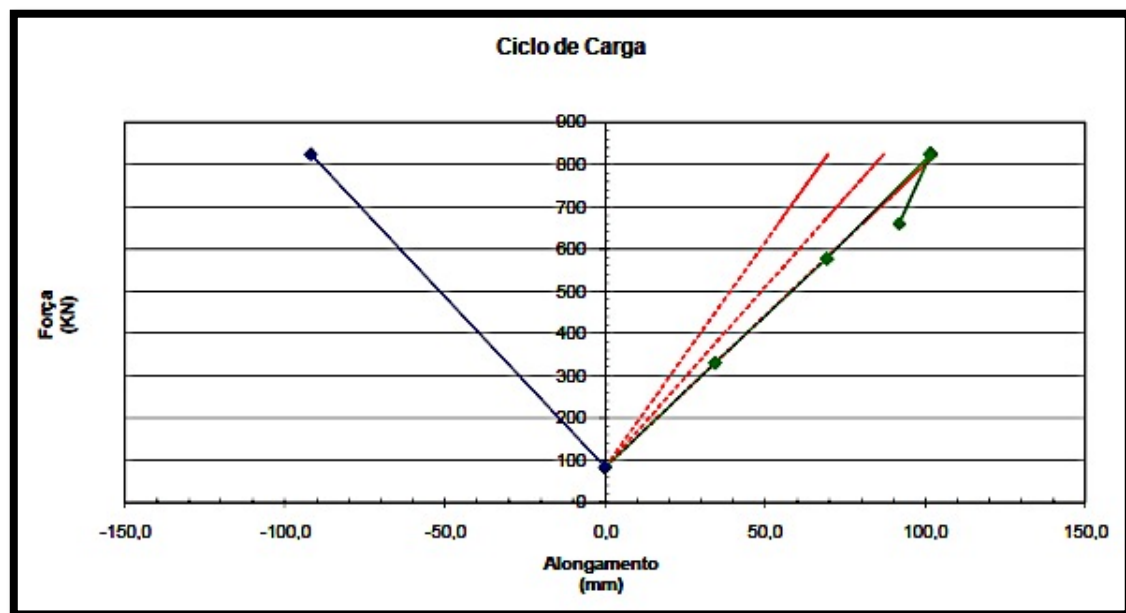
B.1.5 Ancoragem 6

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO min	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$P_a + ((P_p - P_a)/3)$	330	122	0	29,53	0,00	29,53
				1	29,56	0,00	29,56
2	$P_a + 2 * ((P_p - P_a)/3)$	578	204	0	57,90	0,00	57,90
				1	57,90	0,00	57,90
3	Pp	825	286	0	81,77	0,00	81,77
				1	81,81	0,00	81,81
				2	81,81	0,00	81,81
				3	81,81	0,00	81,81
				4	81,81	0,00	81,81
				5	81,84	0,00	81,84
4	Po	660	232	0	73,95	0,00	73,95



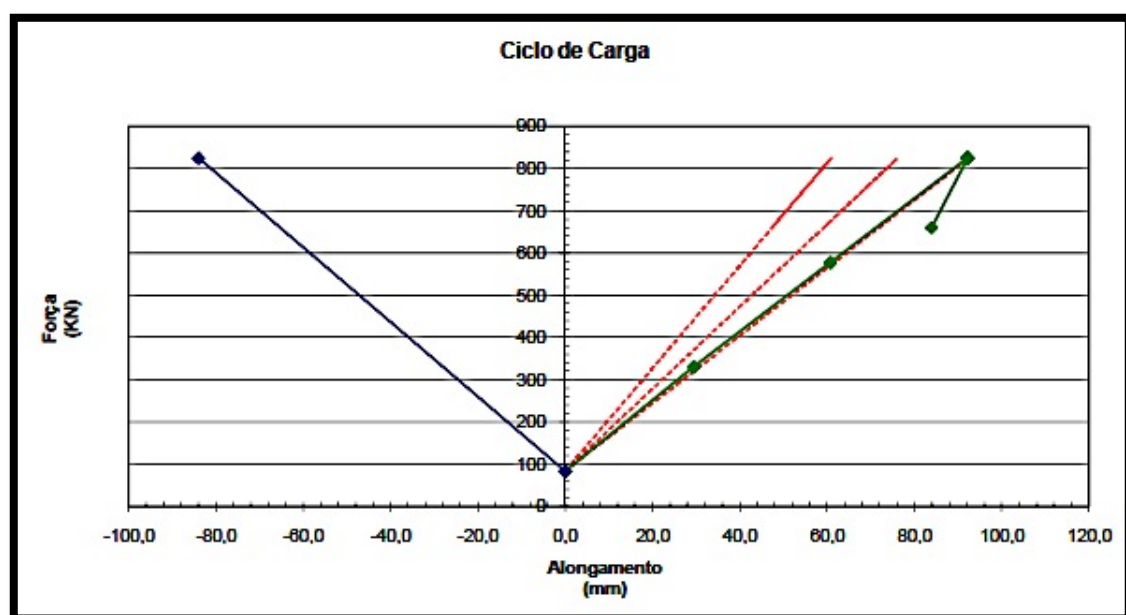
B.1 .6 Ancoragem 7

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$P_a + ((P_p - P_a)/3)$	330	122	0	34,34	0,00	34,34
				1	34,34	0,00	34,34
2	$P_a + 2 * ((P_p - P_a)/3)$	578	204	0	69,22	0,00	69,22
				1	69,22	0,00	69,22
3	Pp	825	286	0	101,62	0,00	101,62
				1	101,62	0,00	101,62
				2	101,67	0,00	101,67
				3	101,67	0,00	101,67
				4	101,67	0,00	101,67
				5	101,67	0,00	101,67
4	Po	660	232	0	91,87	0,00	91,87



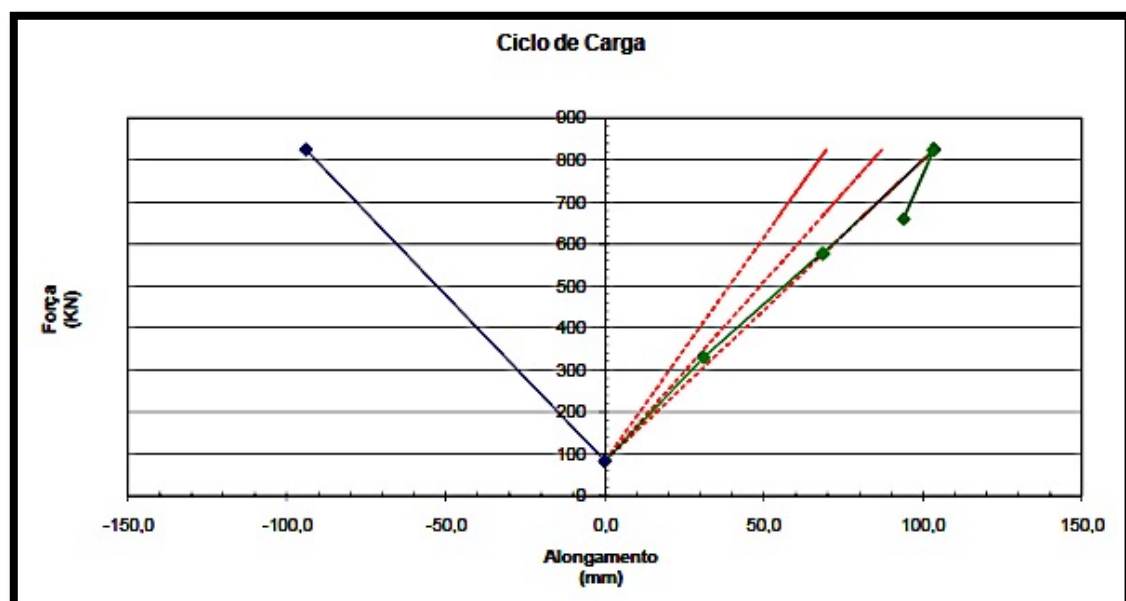
B.1.7 Ancoragem 8

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO min	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	29,40	0,00	29,40
				1	29,40	0,00	29,40
2	$Pa + 2*((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	60,76	0,00	60,76
				1	60,77	0,00	60,77
3	Pp	825	286	0	92,08	0,00	92,08
				1	92,08	0,00	92,08
				2	92,14	0,00	92,14
				3	92,14	0,00	92,14
				4	92,17	0,00	92,17
				5	92,17	0,00	92,17
4	Po	660	232	0	83,92	0,00	83,92



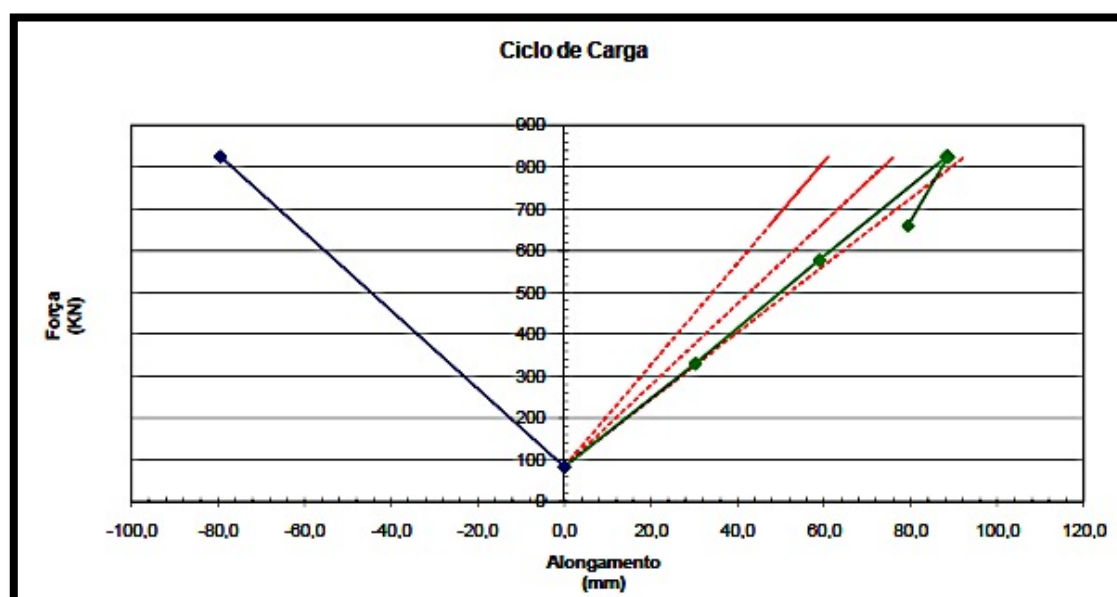
B.1 .8 Ancoragem 9

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$P_a + ((P_p - P_a)/3)$	330	122	0	31,07	0,00	31,07
				1	31,07	0,00	31,07
2	$P_a + 2*((P_p - P_a)/3)$	578	204	0	68,27	0,00	68,27
				1	68,72	0,00	68,72
3	Pp	825	286	0	103,38	0,00	103,38
				1	103,39	0,00	103,39
				2	103,39	0,00	103,39
				3	103,39	0,00	103,39
				4	103,39	0,00	103,39
				5	103,39	0,00	103,39
4	Po	660	232	0	93,94	0,00	93,94



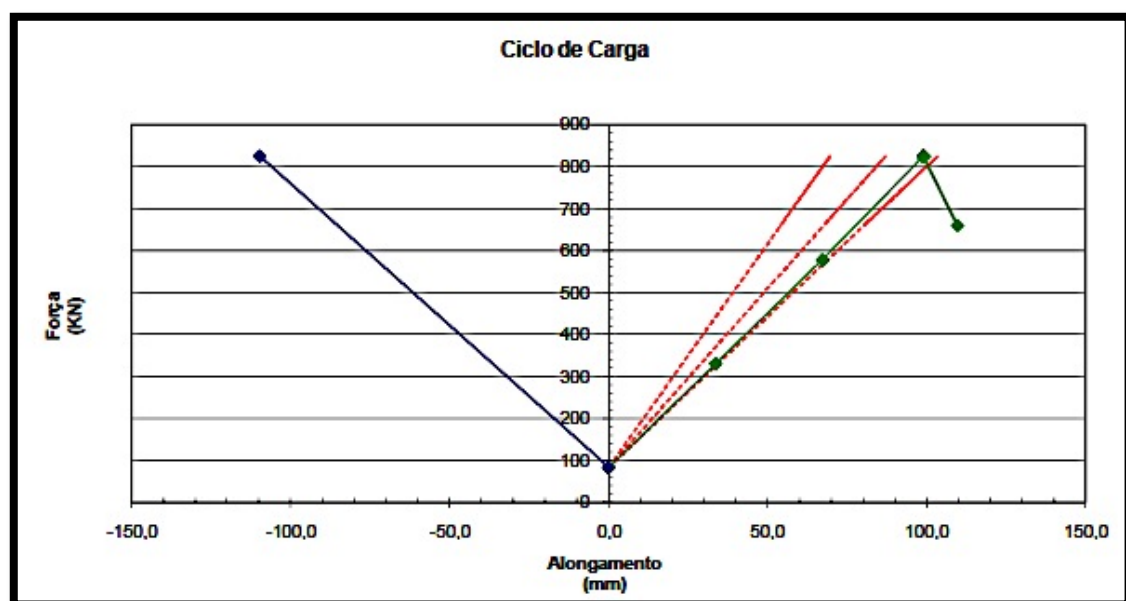
B.1 .9 Ancoragem 10

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	30,24	0,00	30,24
				1	30,25	0,00	30,25
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	58,91	0,00	58,91
				1	58,91	0,00	58,91
3	Pp	825	286	0	88,30	0,00	88,30
				1	88,30	0,00	88,30
				2	88,59	0,00	88,59
				3	88,59	0,00	88,59
				4	88,59	0,00	88,59
				5	88,59	0,00	88,59
4	Po	660	232	0	79,35	0,00	79,35



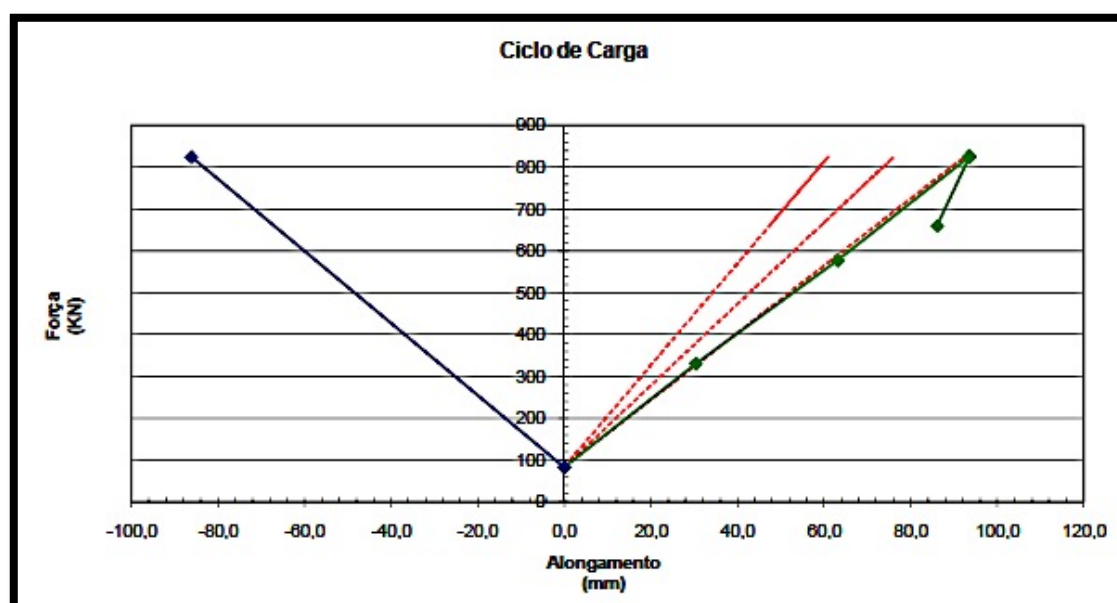
B.1 .10 Ancoragem 11

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	33,64	0,00	33,64
				1	33,64	0,00	33,64
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	67,23	0,00	67,23
				1	67,23	0,00	67,23
3	Pp	825	286	0	98,90	0,00	98,90
				1	98,90	0,00	98,90
				2	98,94	0,00	98,94
				3	98,94	0,00	98,94
				4	98,94	0,00	98,94
				5	98,94	0,00	98,94
4	Po	660	232	0	109,60	0,00	109,60



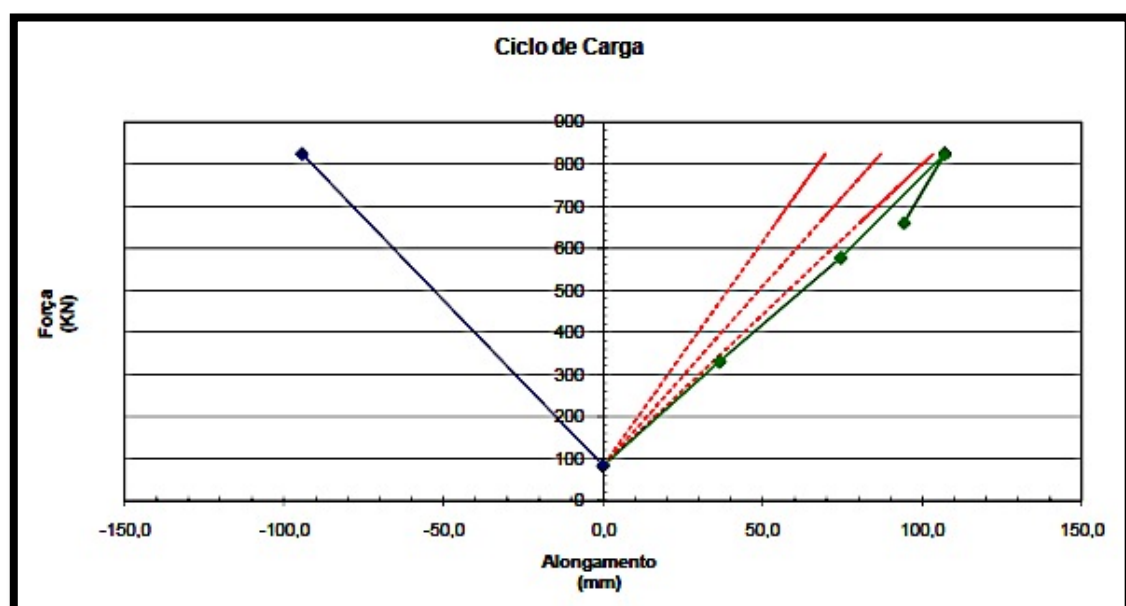
B.1 .11 Ancoragem 12

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	30,37	0,00	30,37
				1	30,37	0,00	30,37
2	$Pa + 2*((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	63,15	0,00	63,15
				1	63,15	0,00	63,15
3	Pp	825	286	0	93,47	0,00	93,47
				1	93,47	0,00	93,47
				2	93,53	0,00	93,53
				3	93,53	0,00	93,53
				4	93,53	0,00	93,53
				5	93,53	0,00	93,53
4	Po	660	232	0	86,13	0,00	86,13



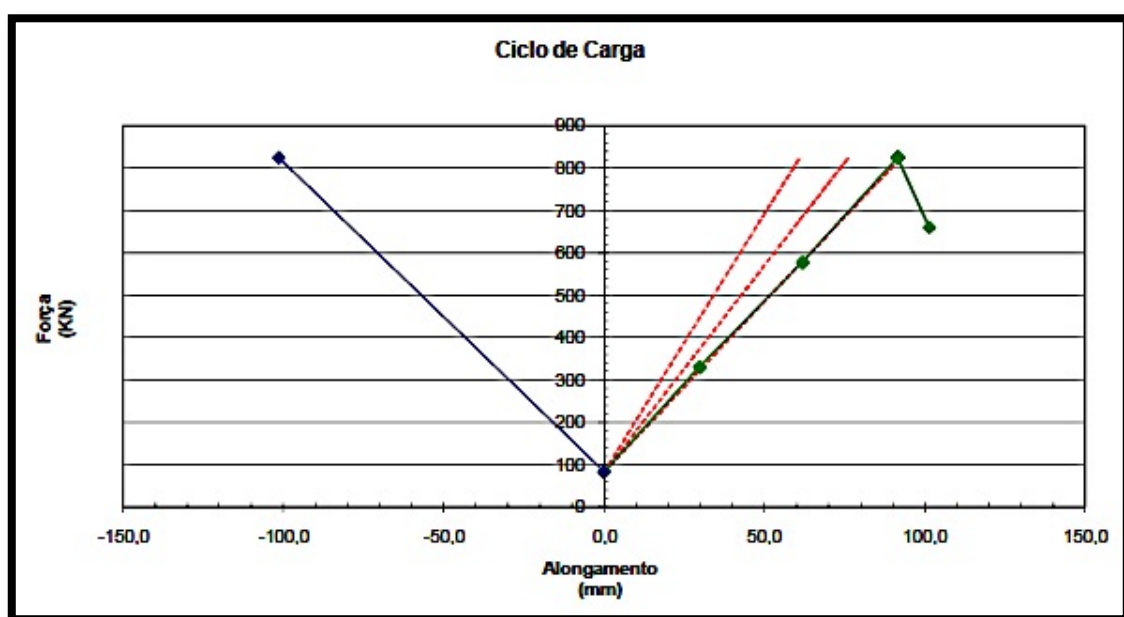
B.1 .12 Ancoragem 13

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	36,48	0,00	36,48
				1	36,48	0,00	36,48
2	$Pa + 2*((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	74,61	0,00	74,61
				1	74,61	0,00	74,61
3	Pp	825	286	0	107,12	0,00	107,12
				1	107,12	0,00	107,12
				2	107,12	0,00	107,12
				3	107,12	0,00	107,12
				4	107,12	0,00	107,12
				5	107,12	0,00	107,12
4	Po	660	232	0	94,35	0,00	94,35



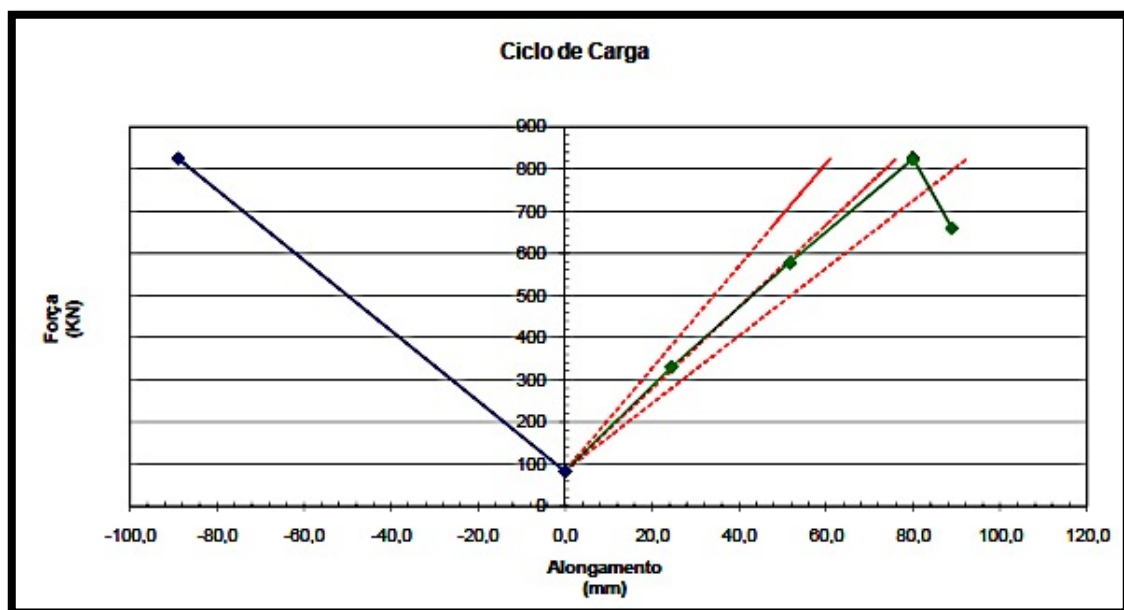
B.1 .13 Ancoragem 14

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	29,83	0,00	29,83
				1	29,83	0,00	29,83
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	61,81	0,00	61,81
				1	61,81	0,00	61,81
3	Pp	825	286	0	91,52	0,00	91,52
				1	91,52	0,00	91,52
				2	91,52	0,00	91,52
				3	91,52	0,00	91,52
				4	91,52	0,00	91,52
				5	91,52	0,00	91,52
4	Po	660	232	0	101,34	0,00	101,34



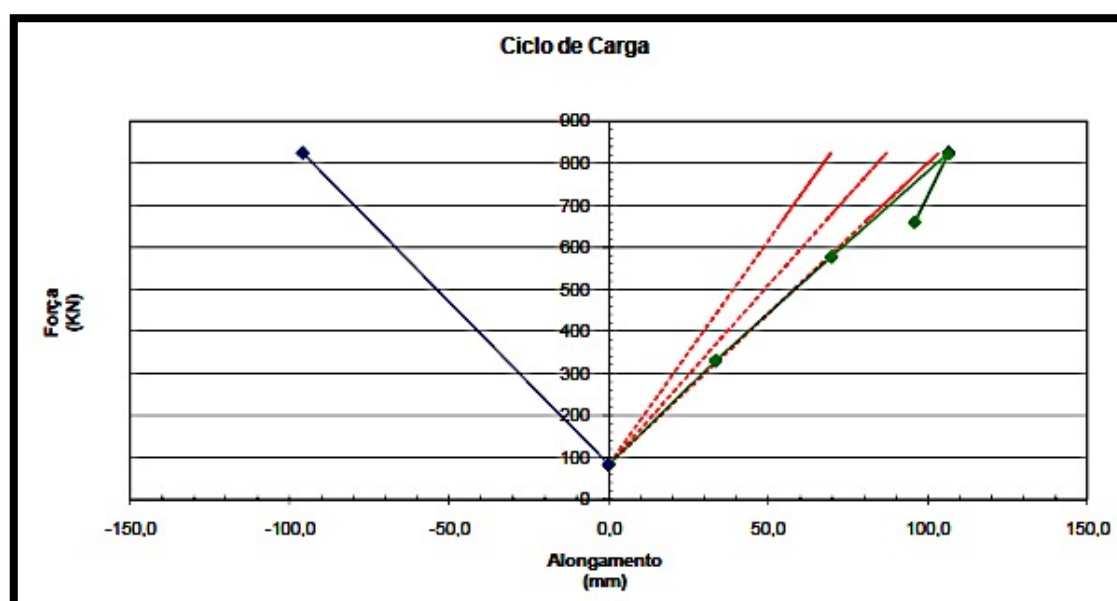
B.1 .14 Ancoragem 16

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	24,44	0,00	24,44
				1	24,44	0,00	24,44
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	51,71	0,00	51,71
				1	51,71	0,00	51,71
3	Pp	825	286	0	79,97	0,00	79,97
				1	79,97	0,00	79,97
				2	79,97	0,00	79,97
				3	79,97	0,00	79,97
				4	79,97	0,00	79,97
				5	79,97	0,00	79,97
4	Po	660	232	0	88,94	0,00	88,94



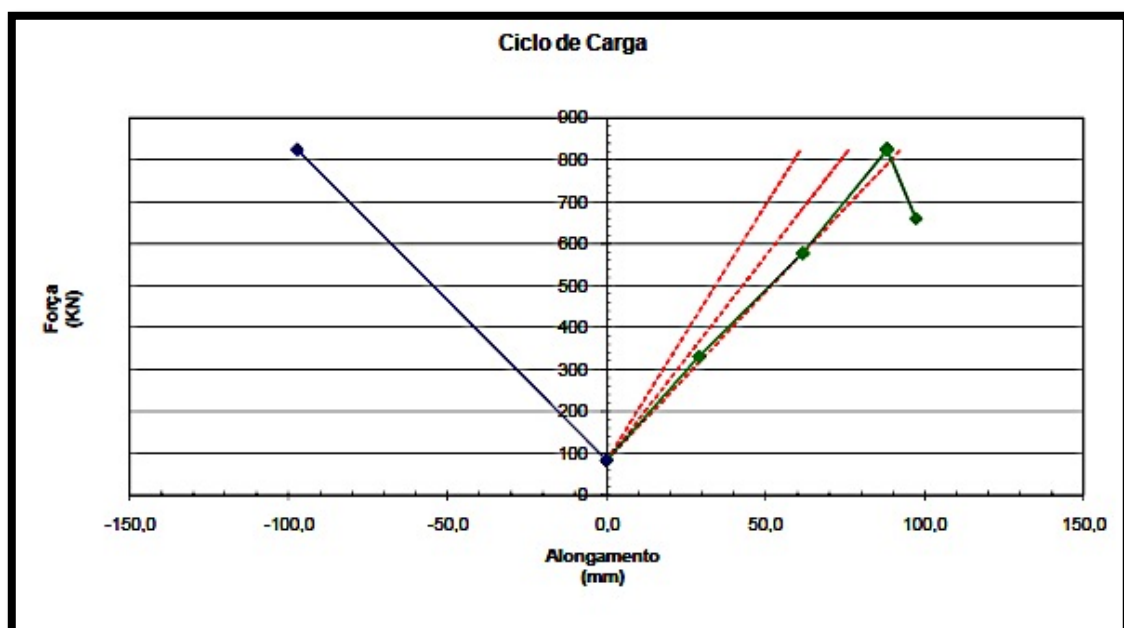
B.1 .15 Ancoragem 17

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	33,47	0,00	33,47
				1	33,47	0,00	33,47
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	69,91	0,00	69,91
				1	69,91	0,00	69,91
3	Pp	825	286	0	106,58	0,00	106,58
				1	106,58	0,00	106,58
				2	106,58	0,00	106,58
				3	106,58	0,00	106,58
				4	106,60	0,00	106,60
				5	106,60	0,00	106,60
4	Po	660	232	0	95,93	0,00	95,93



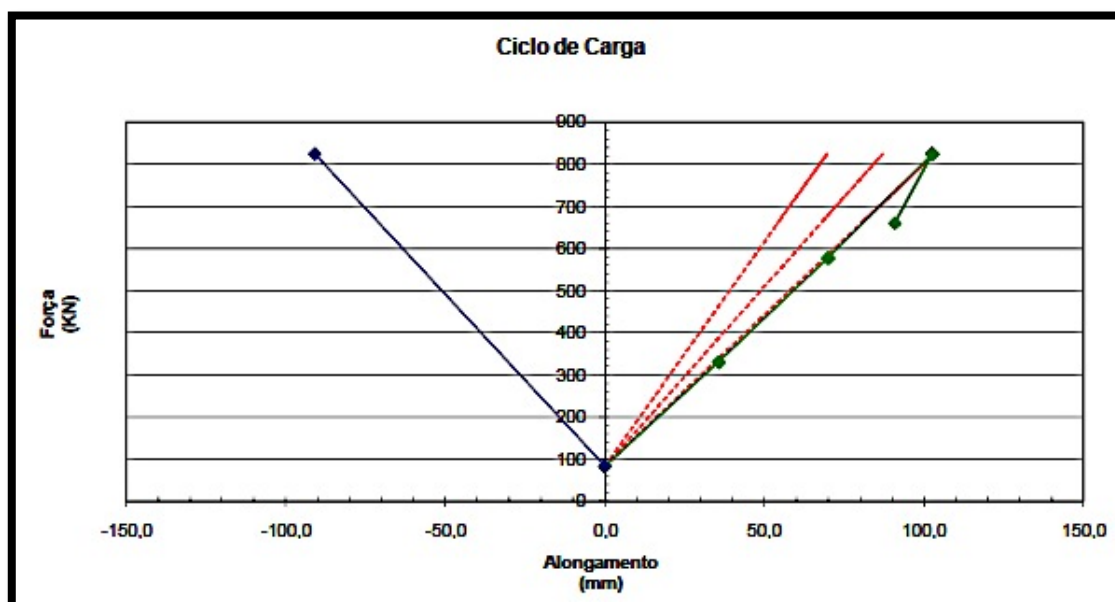
B.1 .16 Ancoragem 18

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$P_a + ((P_p - P_a)/3)$	330	122	0	29,05	0,00	29,05
				1	29,05	0,00	29,05
2	$P_a + 2*((P_p - P_a)/3)$	578	204	0	61,70	0,00	61,70
				1	61,70	0,00	61,70
3	Pp	825	286	0	88,20	0,00	88,20
				1	88,20	0,00	88,20
				2	88,20	0,00	88,20
				3	88,20	0,00	88,20
				4	88,20	0,00	88,20
				5	88,20	0,00	88,20
4	Po	660	232	0	97,23	0,00	97,23



B.1 .17 Ancoragem 19

INCREMENTOS	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	Pp	KN	BAR		Ancoragem	Parede	Total
0	Pa	83	37	0	0,00	0,00	0,00
1	$Pa + ((Pp - Pa)/3)$	330	122	0	35,68	0,00	35,68
				1	35,68	0,00	35,68
2	$Pa + 2 * ((Pp - Pa)/3)$	578	204	0	69,95	0,00	69,95
				1	69,95	0,00	69,95
3	Pp	825	286	0	102,52	0,00	102,52
				1	102,52	0,00	102,52
				2	102,52	0,00	102,52
				3	102,52	0,00	102,52
				4	102,52	0,00	102,52
				5	102,52	0,00	102,52
4	Po	660	232	0	90,83	0,00	90,83



B.2 Ensaios de recepção detalhados

B.2 .1 Ancoragem 2

CICLO	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	% Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
1	10	83	37	0	0,00	0,00	0,00
				1	0,00	0,00	0,00
	25	206	80	0	9,88	0,00	9,88
				1	9,88	0,00	9,88
	40	330	122	0	27,29	0,00	27,29
				1	27,31	0,00	27,31
				2	27,31	0,00	27,31
				3	27,31	0,00	27,31
				5	27,31	0,00	27,31
				10	27,40	0,00	27,40
				15	27,44	0,00	27,44
	25	206	80	0	16,39	0,00	16,39
				1	16,28	0,00	16,28
	10	83	37	0	1,40	0,00	1,40
				1	1,40	0,00	1,40
2	40	330	122	0	26,90	0,00	26,90
				1	26,90	0,00	26,90
	55	454	163	0	41,37	0,00	41,37
				1	41,37	0,00	41,37
				2	41,37	0,00	41,37
				3	41,37	0,00	41,37
				5	41,37	0,00	41,37
				10	41,40	0,00	41,40
				15	41,41	0,00	41,41
	40	330	122	0	30,88	0,00	30,88
				1	30,88	0,00	30,88
	10	83	37	0	3,55	0,00	3,55
				1	3,55	0,00	3,55
3	55	454	163	0	41,56	0,00	41,56
				1	41,56	0,00	41,56
	70	578	204	0	57,54	0,00	57,54
				1	57,54	0,00	57,54
				2	57,54	0,00	57,54
				3	57,70	0,00	57,70
				5	57,90	0,00	57,90
				10	57,90	0,00	57,90
				15	57,90	0,00	57,90
	55	454	163	0	47,53	0,00	47,53
				1	47,53	0,00	47,53
	10	83	37	0	4,53	0,00	4,53
				1	4,57	0,00	4,57

4	10	83	37	0	4,53	0,00	4,53
				1	4,57	0,00	4,57
	70	578	204	0	58,47	0,00	58,47
				1	58,47	0,00	58,47
	85	701	245	0	70,52	0,00	70,52
				1	70,52	0,00	70,52
				2	70,52	0,00	70,52
				3	70,52	0,00	70,52
				5	70,52	0,00	70,52
				10	70,62	0,00	70,62
				15	70,63	0,00	70,63
	70	578	204	0	64,27	0,00	64,27
				1	64,27	0,00	64,27
	10	83	37	0	5,81	0,00	5,81
				1	5,81	0,00	5,81
5	85	701	245	0	71,32	0,00	71,32
				1	71,32	0,00	71,32
	100	825	286	0	86,05	0,00	86,05
				1	86,05	0,00	86,05
				2	86,05	0,00	86,05
				3	86,05	0,00	86,05
				5	86,05	0,00	86,05
				10	86,05	0,00	86,05
				15	86,05	0,00	86,05
				20	86,30	0,00	86,30
				30	86,30	0,00	86,30
				45	86,30	0,00	86,30
				60	86,32	0,00	86,32
	85	701	245	0	77,90	0,00	77,90
				1	77,90	0,00	77,90
	10	83	37	0	7,94	0,00	7,94
				1	7,94	0,00	7,94

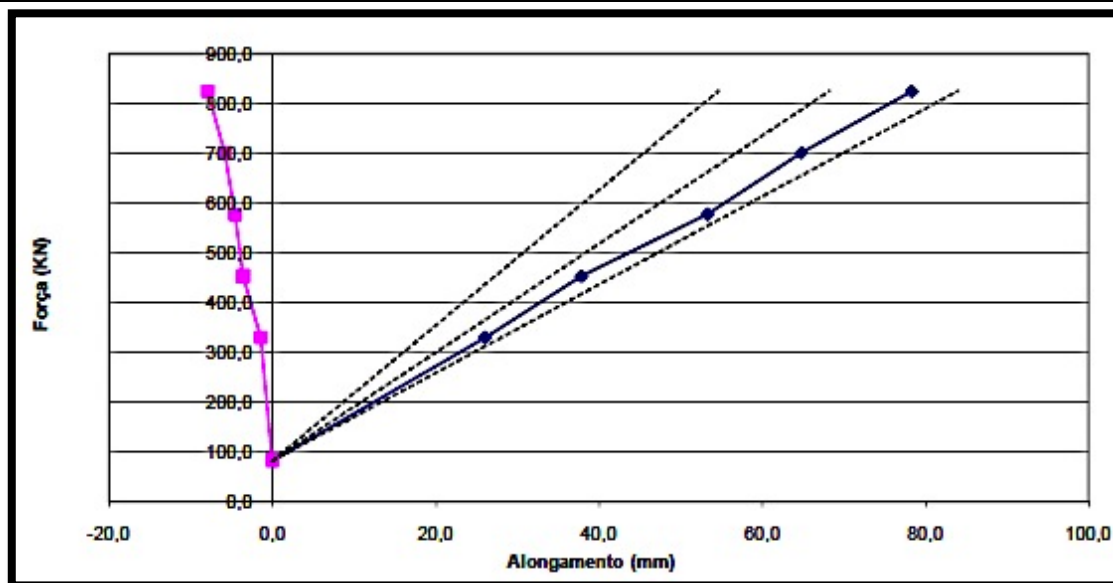


Figura B.1 – Gráfico da carga aplicada em função do alongamento, na ancoragem 2

B.2 .2 Ancoragem 15

CICLO	CARGA			TEMPO	DESLOCAMENTOS (mm)		
	% Pp	KN	BAR	min	Ancoragem	Parede	Total
1	10	83	37	0	0,00	0,00	0,00
				1	0,00	0,00	0,00
	25	206	80	0	11,65	0,00	11,65
				1	11,65	0,00	11,65
	40	330	122	0	25,08	0,00	25,08
				1	25,08	0,00	25,08
				2	25,08	0,00	25,08
				3	25,08	0,00	25,08
				5	25,08	0,00	25,08
				10	25,08	0,00	25,08
				15	25,08	0,00	25,08
	25	206	80	0	13,04	0,00	13,04
				1	13,04	0,00	13,04
	10	83	37	0	-0,01	0,00	-0,01
				1	-0,01	0,00	-0,01
2	40	330	122	0	25,06	0,00	25,06
				1	25,06	0,00	25,06
	55	454	163	0	39,36	0,00	39,36
				1	39,36	0,00	39,36
				2	39,36	0,00	39,36
				3	39,36	0,00	39,36
				5	39,36	0,00	39,36
				10	39,36	0,00	39,36
				15	39,36	0,00	39,36
	40	330	122	0	39,36	0,00	39,36
				1	39,36	0,00	39,36
	10	83	37	0	-0,07	0,00	-0,07
				1	-0,07	0,00	-0,07
3	55	454	163	0	39,20	0,00	39,20
				1	39,20	0,00	39,20
	70	578	204	0	54,35	0,00	54,35
				1	54,35	0,00	54,35
				2	54,35	0,00	54,35
				3	54,35	0,00	54,35
				5	54,35	0,00	54,35
				10	54,35	0,00	54,35
				15	54,35	0,00	54,35
	55	454	163	0	44,35	0,00	44,35
				1	44,35	0,00	44,35
				0	1,07	0,00	1,07
4	10	83	37	0	1,07	0,00	1,07
				1	1,07	0,00	1,07
	70	578	204	0	54,88	0,00	54,88
				1	54,88	0,00	54,88

5	85	701	245	0	67,42	0,00	67,42
				1	67,42	0,00	67,42
				2	67,42	0,00	67,42
				3	67,42	0,00	67,42
				5	67,42	0,00	67,42
				10	67,42	0,00	67,42
				15	67,42	0,00	67,42
	70	578	204	0	59,52	0,00	59,52
				1	5952,00	0,00	5952,00
	10	83	37	0	1,83	0,00	1,83
				1	1,83	0,00	1,83
	85	701	245	0	67,54	0,00	67,54
				1	67,54	0,00	67,54
	100	825	286	0	83,17	0,00	83,17
				1	83,17	0,00	83,17
				2	83,17	0,00	83,17
				3	83,17	0,00	83,17
				5	83,17	0,00	83,17
				10	83,17	0,00	83,17
				15	83,17	0,00	83,17
				20	83,17	0,00	83,17
				30	83,17	0,00	83,17
				45	83,17	0,00	83,17
				60	83,17	0,00	83,17
	85	701	245	0	77,58	0,00	77,58
				1	77,58	0,00	77,58
	10	83	37	0	5,43	0,00	5,43
				1	5,43	0,00	5,43

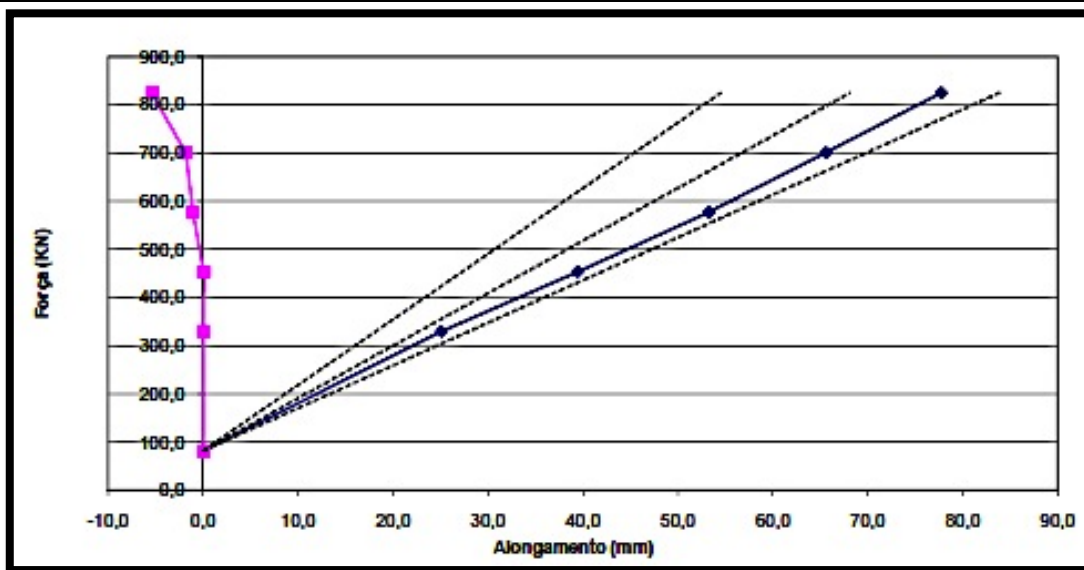


Figura B.2 - Gráfico da carga aplicada em função do alongamento, na ancoragem 15